



**Уральский
федеральный
университет**

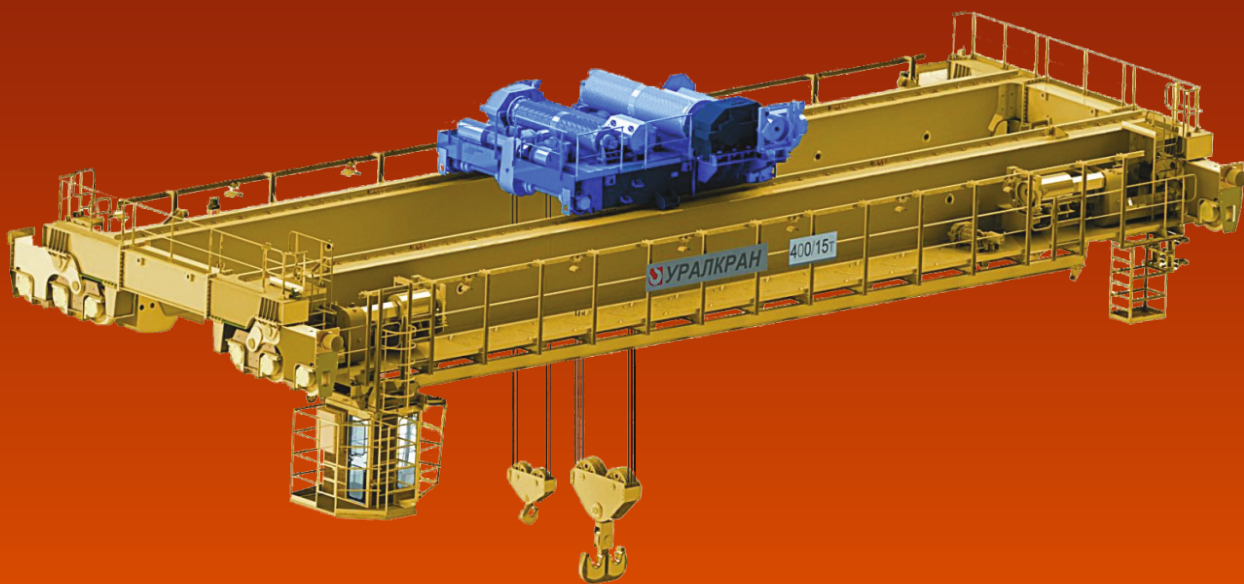
имени первого Президента
России Б.Н.Ельцина

**Институт новых материалов
и технологий**

**В. П. ЖЕГУЛЬСКИЙ
В. И. МИРОНОВ
О. А. ЛУКАШУК**

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ КРАНОВЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Учебное пособие



Министерство науки и высшего образования
Российской Федерации
Уральский федеральный университет
имени первого Президента России Б. Н. Ельцина

В. П. Жегульский, В. И. Миронов, О. А. Лукашук

Проектирование и расчет крановых металлических конструкций

Учебное пособие

*Под общей редакцией кандидата технических наук,
доцента О. А. Лукашук*

Рекомендовано методическим советом
Уральского федерального университета
для студентов вуза, обучающихся
по направлению подготовки 23.03.02 — Наземные
транспортно-технологические комплексы

Екатеринбург
Издательство Уральского университета
2019

УДК 621.874(075.8)

ББК 39.9-02я73

Ж46

Рецензенты:

кафедра горных машин и комплексов Уральского государственного горного университета (завкафедрой проф., д-р техн. наук *Н. М. Суслов*);

проф., д-р техн. наук *И. Г. Емельянов*, главный научный сотрудник Институт машиноведения Уральского отделения Российской академии наук (ИМАШ УрО РАН)

На обложке использовано изображение с сайта <https://is.gd/WMB0T8>

Жегульский, В. П.

Ж46 Проектирование и расчет крановых металлических конструкций : учебное пособие / В. П. Жегульский, В. И. Миронов, О. А. Лукашук ; под общ. ред. канд. техн. наук, доц. О. А. Лукашук ; Мин-во науки и высш. образования РФ. — Екатеринбург : Изд.-во Урал. ун-та, 2019. — 184 с.

ISBN 978-5-7996-2771-3

В пособии рассмотрены основные положения расчета и проектирования металлических конструкций мостовых кранов на основе действующей нормативно-технической документации: основные положения по выбору расчетных случаев нагружения конструкций, методы расчета; выбор конструкционных материалов; расчеты необходимых размеров конструкции с учетом их оптимизации, основные принципы конструирования мостов и их элементов. Дана методика выполнения курсовой работы по дисциплине «Проектирование металлоконструкций подъемно-транспортных, строительных и дорожных машин».

Предназначено для студентов всех форм обучения направления 23.03.02 «Наземные транспортно-технологические комплексы», учебные планы которых предусматривают практические занятия и выполнение курсовой работы по дисциплинам «Строительная механика подъемно-транспортных, строительных и дорожных машин» и «Проектирование металлоконструкций подъемно-транспортных, строительных и дорожных машин».

Библиогр.: 24 назв. Табл. 35. Рис. 76. Прил. 2.

УДК 621.874(075.8)

ББК 39.9-02я73

ISBN 978-5-7996-2771-3

© Уральский федеральный университет, 2019

Введение

Грузоподъемные машины — высокоэффективное средство комплексной механизации и автоматизации подъемно-транспортных, погрузочно-разгрузочных и складских (ПРТС) работ.

Применение таких машин уменьшает объем использования тяжелых ручных операций и способствует резкому повышению производительности труда.

Работоспособность, надежность и безопасность эксплуатации грузоподъемных кранов во многом зависят от качества исполнения их несущих металлоконструкций. В связи с этим к крановым металлоконструкциям предъявляются определенные требования: прочность, общая и местная устойчивость их элементов, статическая и динамическая жесткость, выносливость и вместе с тем минимально возможная масса, высокая технологичность изготовления, ограниченные габариты и др. Выполнение этих требований должно обеспечиваться на стадии проектирования.

Пособие создано с учетом существенных изменений, произошедших за последние годы в нормативно-технической литературе, посвященной вопросам расчета и проектирования грузоподъемных кранов. В работу включены также материалы научных разработок последнего времени, не отраженные в ранее выпущенных изданиях. Указанное позволит студентам, обучающимся на специальности «Подъемно-транспортные, строительные, дорожные машины и оборудование», ознакомиться с уточненными методами расчета и проектирования металлических конструкций мостовых кранов и в процессе выполнения курсовой работы по дисциплине «Строительная механика и металлические конструкции» приобрести практические навыки расчетно-проектных работ, связанных с металлическими конструкциями грузоподъемных кранов.

1. Основные положения расчета

В процессе эксплуатации кран испытывает различные воздействия: силовые нагрузки (весовые, динамические, ветровые и др.) в различных сочетаниях. При любом сочетании этих воздействий металлоконструкция должна сохранять работоспособность, обеспечивающую безопасность эксплуатации крана, т. е. напряжения, действующие в элементах конструкций, не должны превышать допустимый уровень их несущей способности.

Основополагающим документом по расчетам несущей способности является ГОСТ 28609–90 «Краны грузоподъемные. Основные положения расчета» [4]. Этот стандарт регламентирует рассмотрение расчетных ситуаций, величин и комбинаций расчетных нагрузок, применение определенных методов расчета.

1.1. Расчетные ситуации

При расчете крана следует учитывать следующие расчетные ситуации:

- **установившуюся**, имеющую продолжительность того же порядка, что и срок службы крана или отдельных его элементов до списания или капитального ремонта (если он планируется);
- **переходную**, имеющую небольшую продолжительность по сравнению со сроком службы крана (транспортировка, монтаж и т. п.);
- **аварийную**, характеризующуюся малыми продолжительностью и вероятностью появления.

Указанные ситуации определяют выбор соответствующих расчетных схем и условий нагружения их элементов, а также видов предельных состояний и других показателей, определяющих несущую способность и работоспособность конструкции.

1.2. Расчетные нагрузки

Вне зависимости от принятого метода расчета необходимо учитывать нагрузки следующих видов:

- **систематические**, действующие при условиях, определенных эксплуатационной документацией, как то: силы тяжести элементов крана и поднимаемого груза, динамические нагрузки, а также нагрузки, возникающие при выполнении краном каких-либо специальных технологических операций;
- **случайные**, обусловленные метеорологическими факторами рабочего состояния, для мостовых кранов — нагрузки от перекося и др.;
- **исключительные** — ветровые нагрузки нерабочего состояния, испытательные, сейсмические нагрузки и т. п.;
- **прочие** — нагрузки, возникающие в процессе транспортировки и монтажа крана.

При выполнении расчетов для каждого расчетного случая составляются расчетные комбинации нагрузок, регламентируемые нормами расчета соответствующего типа крана и технологией его работы.

Нагрузки подразделяются на нормативные и расчетные.

Нормативные нагрузки задаются техническим заданием на проектирование, например, грузоподъемность крана, весовые нагрузки принятые по аналогии с ранее выполненными конструкциями, а также принимаемые по спецификациям, справочной литературе и т. д.

Расчетные нагрузки назначаются с учетом возможного отклонения, как правило, в сторону увеличения:

$$P = P_H \gamma_f, \quad (1.1)$$

где P — расчетная нагрузка; P_H — нормативная нагрузка; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый по нормативам на проектирование.

1.3. Комбинации нагрузок

Комбинации нормативных и расчетных нагрузок, рекомендуемые ВНИИПТМАШ [13, 18], приведены в табл. 1.1.

Обозначения в табл. 1.1 следующие.

I, II, III — расчетные случаи нагружения:

I — расчет на действие нормальных эксплуатационных нагрузок: работа с эквивалентными грузами (как правило, меньше номинальной грузоподъемности и с учетом распределения масс грузов по количеству циклов). Данная комбинация используется при расчетах на выносливость;

II — расчет на действие максимальных рабочих нагрузок. Комбинация рассматривается при проектных и проверочных расчетах на прочность и устойчивость;

III — расчет на действие нерабочих нагрузок (ураганного ветра, аварийных нагрузок и др.). Учет ветрового давления производится при пролете крана свыше 32 м.

Буквы А, Б, В, Г означают комбинации при различных сочетаниях работы крана:

А — кран и тележка неподвижны, производится ускоренный подъем (или торможение при опускании) груза. Комбинация нагрузок применяется для проектного или проверочного расчета главных балок моста в средней части пролета;

Б — разгон (торможение) крана при расположении тележки с грузом в середине пролета при совместном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок;

В — движение крана при расположении тележки с грузом у концевой балки. Комбинация используется для проверки прочности опорного сечения пролетной балки, концевой балки и узла сопряжения балок при совместном действии вертикальных нагрузок и горизонтальной силы перекоса;

Г — положение тележки с номинальным грузом в средней части пролета. Комбинация используется для проектного и проверочного расчета статической жесткости крана в вертикальной плоскости, в том числе и при действии испытательного груза. В последнем случае расчеты проводятся на действие испытательного груза $G_{\text{исп}}$. По правилам Ростехнадзора [14] $G_{\text{исп}} = 1,25G_{\text{н}}$.

Таблица 1.1

Комбинации нагрузок мостовых кранов общего назначения

Нормативные нагрузки		Комбинации расчетных нагрузок						
Виды нагрузок	Обозначения	I А	I Б	II А	II Б	II В	II Г	III
Вес металлической конструкции крана с учетом коэффициента толчков K_T	$G_{МК}$	$G_{МК}$	$K_M K_Q G_M$	$\gamma_M G_{МК}$	$\gamma_M K_T G_{МК}$	$\gamma_M G_{МК}$	—	$G_{МК}$
Вес оборудования на конструкции	G_i	$\gamma_G G_i$	$\gamma_G G_i$	$\gamma_G G_i$	$\gamma_G G_i$	$\gamma_G G_i$	—	G_i
Вес тележки	G_T	G_T	G_T	$\gamma_T G_T$	$\gamma_T G_T$	$\gamma_T G_T$	G_T	G_T
Вес груза G_T , включая грузо-захват с учетом динамических коэффициентов ψ_I и ψ_{II}	G_T	$\psi_I \gamma_G G_T$	$\gamma_G G_T$	$\psi_{II} \gamma_G G_T$	$\gamma_G G_T$	$\gamma_G G_T$	G_H	—
Горизонтальные силы инерции	$P_{И}$	—	$P_{И}$	—	$P_{И}$	—	—	—
Сила перекоса при движении крана	$P_{ПЕР}$	—	—	—	—	$P_{ПЕР}$	—	—
Давление ветра	$P_{ВЕТ}$	—	—	$P_{ВЕТ}$	$P_{ВЕТ}$	—	—	$P_{ВЕТ}$

1.4. Методы расчета

В соответствии с ГОСТ 28609—90 расчеты металлоконструкций грузоподъемных кранов должны производиться преимущественно по методу предельных состояний.

Под предельным состоянием металлоконструкций понимается достижение неработоспособного состояния вследствие недопустимых дефектов, препятствующих безопасности эксплуатации, а восстано-

ление работоспособности или технически невозможно, или экономически нецелесообразно.

Для крановых металлоконструкций установлено два предельных состояния.

Первое предельное состояние — потеря несущей способности по условиям:

- разрушения (хрупкого, вязкого, усталостного) элемента или соединения конструкции;
- достижения состояния, при котором дальнейшее увеличение нагрузок приведет к переходу конструкции или ее элемента в изменяемую систему (например, вследствие потери устойчивости формы или достижения напряжениями в отдельных зонах сечения предела текучести).

Основная расчетная зависимость при проверочных расчетах:

$$\sum \frac{\alpha_i P_{Hi} \gamma_{fi}}{\Phi} \leq \gamma_d R, \quad (1.2)$$

при проектных расчетах

$$\Phi \geq \frac{\sum \alpha_i P_{Hi} \gamma_{fi}}{\gamma_d R}, \quad (1.3)$$

где P_{Hi} — нормативные значения внешних нагрузок для принятого расчетного случая; α_i — усилие (момент) в рассчитываемом элементе (сечении) при $P_i = 1$; γ_{fi} — коэффициенты надежности по нагрузке (коэффициенты перегрузки), учитывающие возможность отклонения действительной величины нагрузки от ее нормативного значения; Φ — геометрический фактор, зависящий от вида деформации элемента (площадь поперечного сечения, момент сопротивления и др.); R — расчетное сопротивление материала при данном виде деформации; γ_d — коэффициент неполноты расчета, учитывающий: степень ответственности рассчитываемого элемента, зависящую от возможных последствий его разрушения; отклонение фактических геометрических размеров конструкции от проектных; качество изготовления конструкций; несовершенства расчета, связанные с неточностью расчетных схем, неполнотой принятых методов расчета.

В общем случае коэффициент γ_d рассчитывается следующим образом:

$$\gamma_d = \gamma_1 \gamma_2 \gamma_3, \quad (1.4)$$

здесь γ_1 — коэффициент, учитывающий ответственность рассчитываемого элемента, т. е. возможные последствия от его разрушения.

Обычно различают следующие случаи последствий [5]:

- разрушение не вызывает прекращение работы крана;
- разрушение вызывает остановку крана без повреждения или с повреждением остальных элементов;
- разрушение элемента вызывает разрушение крана.

Рекомендации по выбору величины коэффициента ($\gamma_1=1,0...0,75$) приведены в [22].

γ_2 — коэффициент, учитывающий отклонения в геометрических размерах конструкции и качестве соединения элементов.

Можно принимать $\gamma_2 = 0,90...0,95$ для заводских соединений и $\gamma_2 = 0,80...0,75$ для монтажных и ремонтных соединений.

γ_3 — коэффициент, назначаемый в зависимости от неточности расчетных схем и неполноты принятых методов расчета. Максимальное значение коэффициента не может превышать $\gamma_3 = 1,00$.

Второе предельное состояние — потеря несущей способности по условиям:

- возникновения деформаций, препятствующих нормальной эксплуатации крана при сохранении несущей способности по условиям первого предельного состояния;
- возникновения длительных незатухающих колебаний, препятствующих достижению необходимой точности работы (для монтажных кранов) и оказывающих неблагоприятные воздействия на машиниста крана.

Расчетные зависимости второго предельного состояния:

$$\frac{\Sigma P_i}{C} = f_{\text{ПРЕД}}; \quad (1.5)$$

$$t_3 \leq t_{\text{ПРЕД}}, \quad (1.6)$$

где ΣP_i — расчетная комбинация нормативных нагрузок ($\gamma_f=1,0$); C — коэффициент жесткости конструкции; t_3 — фактическое (расчетное) время затухания колебаний конструкции после подъема груза; $f_{\text{ПРЕД}}$ и $t_{\text{ПРЕД}}$ — предельные величины упругого прогиба и времени затухания колебаний.

Величина $f_{\text{ПРЕД}}$ регламентируется нормами расчета и проектирования в зависимости от типа крана [13, 18].

Время затухания колебаний $t_{\text{ПРЕД}}$ не регламентировано и рекомендуется принимать его в пределах 10...15 с [5].

Для расчетов механизмов и в обоснованных случаях для расчета металлоконструкций возможно использование метода *допускаемых напряжений*.

Основная расчетная зависимость для проверки прочности имеет вид:

$$\sigma_{\text{ПР}} = \sigma_{\text{max}} \leq [\sigma] = \frac{\sigma_{\text{T}}}{n_0}, \quad (1.7)$$

где σ_{max} (или приведенное напряжение $\sigma_{\text{ПР}}$) — определяемое для принятого расчетного случая напряжение; σ_{T} — предел текучести материала; n_0 — обобщенный запас прочности, принимаемый по нормам расчета соответствующих типов кранов.

2. Материалы для стальных несущих металлоконструкций

2.1. Общие требования к материалам

Материалы для изготовления, ремонта и модернизации несущих конструкций подъемных сооружений, стальных подкрановых конструкций, съемных грузозахватных приспособлений и тары должны отвечать следующим требованиям:

- достаточно высокая прочность и пластичность в широком диапазоне температур;
- способность сопротивляться воздействию переменных во времени нагрузок (усталостная прочность);
- хорошая (или удовлетворительная) свариваемость без образования горячих и холодных трещин;
- минимально возможная стоимость.

Этим требованиям отвечает достаточно широкая номенклатура сталей, иногда называемых «строительные стали».

Применяемые стали разделяют на две группы:

- сталь углеродистая обыкновенного качества с химическим составом по ГОСТ 380–2005 и механическими характеристиками по ГОСТ 535-20-05, ГОСТ 14637–89;
- прокат из стали повышенной прочности по ГОСТ 19281–89.

Для строительных конструкций применяются стали по ГОСТ 27772–88.

Эти стандарты определяют химический состав и механические характеристики имеющихся марок сталей.

Конкретные марки для металлоконструкций подъемных сооружений принимаются в соответствии с РД 24.090.52–90 и РД 22–16–2005,

для строительных конструкций — по СНиП II–23–81*. Применение сталей, не указанных в этих НТД (нормативных технических документах), допускается только по согласованию с головными организациями.

Металл для изготовления и ремонта металлических конструкций, съемных грузозахватных приспособлений и тары должен иметь сертификат, прилагаемый к паспорту крана.

Сертификат должен содержать указание марки стали, ее химический состав и стандартные механические характеристики: временное сопротивление при растяжении, предел текучести, относительное удлинение при разрыве, ударную вязкость при конкретной температуре, ударную вязкость после механического старения.

Требования стойкости к внешним воздействиям [3]:

- открытые для доступа атмосферных осадков полости, карманы, лотки и подобные им элементы, кроме элементов с замкнутыми полостями, должны иметь дренажные уклоны и сливные отверстия.
- основные элементы несущих металлических конструкций кранов группы режима 5 К и выше не должны иметь незащищенных от атмосферных воздействий поверхностей, недоступных для осмотра, очистки и окраски.
- у нижних торцов замкнутых опорных стоек козловых кранов должны быть предусмотрены сливные отверстия.
- металлические конструкции и механизмы должны быть загрунтованы на предприятии-изготовителе. Закрытые полости конструкций допускается не грунтовать.

2.2. Химический состав сталей

Химический состав, а следовательно, и эксплуатационные характеристики сталей, могут содержать кроме железа следующие компоненты.

Углерод — элемент, превращающий железо в сталь. Его массовая доля определяет прочностные свойства стали. Обычно содержание углерода в строительных сталях не должно превышать величины 0,22 %, т. к. при большем содержании он резко ухудшает свариваемость.

Наиболее употребляемая марка стали — Ст3. Массовая доля углерода составляет 0,14–0,22 %. Превышение содержания углерода для

проката, предназначенного для сварных конструкций, не допускается.

Кремний добавляется в сталь в качестве раскислителя для поглощения свободного кислорода в процессе плавки и разливки. При содержании кремния менее 0,05 % следов раскисления нет. Весь объем металла насыщен газовыми пузырьками.

После разливки на поверхности отливки образуется корка, препятствующая дальнейшему выделению газа. При этом газовые пузырьки распределяются по объему металла крайне неравномерно, что вызывает неравномерность свойств проката. Кроме того, эти пузырьки — микродефекты, могут служить зародышами хрупких и усталостных разрушений и межкристаллической коррозии. Нераскисленная сталь обозначается как кипящая, «КП».

При процентном содержании кремния в пределах свыше 0,05 до 0,15 % происходит частичное раскисление. Такая сталь обозначается «ПС» — полуспокойная.

При содержании кремния свыше 0,15 % до 0,30 % сталь полностью раскисляется и обозначается как «СП» — спокойная.

При повышении содержания кремния выше указанной величины ухудшается свариваемость стали.

Допускается использование для раскисления и других элементов, например, ферротитана, ферромарганца. Таким образом, в сертификате может не оказаться кремния, но тогда должен быть указан способ раскисления.

Марганец является активным раскислителем и десульфуратором и благоприятно влияет на повышение прочностных свойств стали, практически не ухудшая свариваемость. При содержании до 0,6 % он не рассматривается как легирующий элемент и его обозначение в марку стали не вносится. При содержании марганца в пределах 0,8–1,1 % его обозначение вносится в марку стали — Ст3 Гсп, где «Г» — условное обозначение марганца.

Хром (Х), никель (Н), медь (Д) также положительно влияют на характеристики стали и при содержании каждого элемента до 0,3 % также не вносятся в обозначение марки.

Хром сильно повышает коррозионную стойкость и окалиностойкость стали, связывая в окись хрома весь свободный кислород. Хром несколько повышает жаропрочность стали благодаря своей высокой температуре рекристаллизации, но при этом увеличивает прокаливаемость, тем самым ухудшая ее свариваемость. Кроме того, он резко

повышает твердость околошовной зоны и затрудняет процесс сварки из-за образования тугоплавких окислов.

Никель повышает коррозионную стойкость стали и увеличивает ее пластичность, прочность и прокаливаемость, не ухудшая свариваемость.

Медь повышает пластичность стали и ее коррозионную стойкость, главным образом стойкость к межкристаллической коррозии.

Вольфрам повышает жаропрочность стали, ее коррозионную стойкость, но ухудшает свариваемость.

Титан повышает жаропрочность, улучшает стойкость к межкристаллической коррозии, но ухудшает свариваемость.

Алюминий — активный раскислитель, но он ухудшает свариваемость.

Бор — активный упрочнитель, но он резко ухудшает свариваемость. Предельное содержание — не более 0,05 %.

Редкоземельные металлы (РЗМ) вводятся в сталь малыми добавками. Они улучшают технологические и специальные свойства стали, в том числе деформируемость в горячем состоянии, хладостойкость и трещиностойкость.

Молибден активный упрочнитель теплоустойчивых сталей за счет усиления энергии внутрикристаллических связей. Он повышает пластичность стали при длительном нагреве и снижает ее склонность к тепловой хрупкости. В небольших количествах не влияет на свариваемость

Ванадий повышает жаропрочность. Как модификатор ванадий способствует получению мелкозернистой структуры, но ухудшает свариваемость стали.

Сера — вредная примесь, способствует образованию горячих трещин при сварке. Предельное содержание — до 0,050 %.

Фосфор — вредная примесь, усиливающая склонность стали к хрупким разрушениям при пониженной температуре (хладноломкость). Предельное содержание в стали — не более 0,040 %.

Обозначение элементов в марках стали приведено в табл. 2.1.

Таблица 2.1

Обозначение химических элементов в марках стали

Элемент	Химический символ	Обозначение в марке стали
Марганец	Mn	Г

Окончание табл. 2.1

Элемент	Химический символ	Обозначение в марке стали
Титан	Ti	Т
Медь	Cu	Д
Бор	B	Р
Кремний	Si	С
Хром	Cr	Х
Никель	Ni	Н
Молибден	Mo	М
Вольфрам	W	В
Ванадий	V	Ф
Алюминий	Al	Ю

В обозначениях марок сталей арабская цифра, стоящая после символа элемента, показывает его предельное содержание в процентах

2.3. Стандартные механические характеристики сталей для несущих металлических конструкций

В сертификатах на материалы, используемые для изготовления и ремонта металлических конструкций, должны быть приведены следующие механические характеристики:

- временное сопротивление σ_B , МПа;
- предел текучести σ_T , МПа;
- относительное удлинение δ_5 (δ_{10}), %;
- изгиб до параллельности сторон в зависимости от толщины проката и диаметра оправки;
- ударная вязкость KCU (KCV), Дж/см² при различных температурах;
- ударная вязкость после механического старения.

В зависимости от набора гарантированных параметров все марки сталей разделяются на категории по ГОСТ 27772–2015.

2.4. Методы определения механических характеристик

Значения σ_B , σ_T , δ_5 (или δ_{10}) определяются в соответствии с ГОСТ 1497–84, ГОСТ 9651–84, ГОСТ 11150–84. Для проведения испытаний из исследуемого проката или элемента конструкции вырезаются специальные образцы, размеры которых приведены в ГОСТ 1497–84. Для примера укажем (рис. 2.1) основные размеры плоских образцов без головок (тип II).



№ образца	a_0 , мм	b_0 , мм	L , мм
1	25	30	355
21	5	20	110

Рис. 2.1. Пример размеров образца для испытаний на растяжение

Образцы испытываются на растяжение, результаты представляются на диаграмме относительная «деформация ε — напряжение σ ». Вид диаграммы «деформации ε — напряжение σ » и вид образцов при испытании показаны на рис. 2.2.

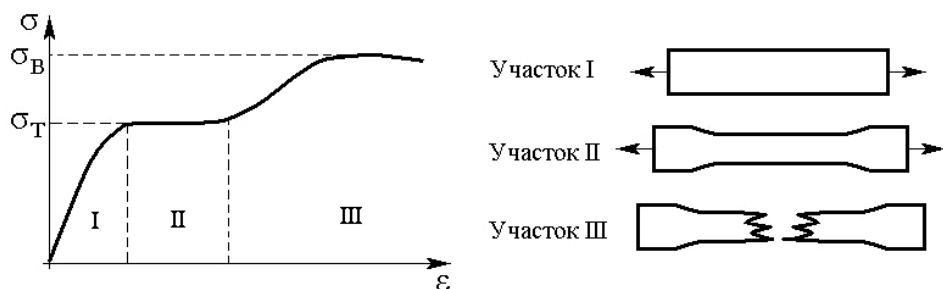


Рис. 2.2. Диаграмма «деформация ε — напряжение σ »

На участке I образец ведет себя как упругий элемент — деформируется под нагрузкой, после снятия нагрузки возвращается в исходное состояние.

Участок II — образование зоны пластической деформации. Напряжения достигают величины предела текучести σ_T , а на образце образуется шейка. Аналогичная шейка может образовываться и на элементах ферменных конструкций, и она легко диагностируется при техническом освидетельствовании. Наличие шейки говорит о том, что данные элементы (и конструкция в целом) подвергались перегрузке.

На участке III вследствие возникновения внутреннего наклепа напряжения вновь возрастают с увеличением деформации и происходит пластическое разрушение.

Поверхность разрушения мутная, и вследствие неравномерной вытяжки волокон совместить место разрыва без зазора невозможно.

Максимальное напряжение в образце перед его разрушением σ_B называется «временное сопротивление при разрыве». Иногда по аналогии с пределом текучести σ_T напряжение σ_B называют «предел прочности», но это термин неофициальный.

В процессе нагружения длина образца увеличивается. В сертификате на металл это обозначается как «относительное удлинение при разрыве» δ_5 или δ_{10} . Цифры 5 и 10 относятся либо к «короткому», либо к «длинному» образцу по ГОСТ 1497–84.

Строительные стали весьма пластичны, величина относительного удлинения при разрыве составляет 22–24 %.

Это является существенным предупредительным признаком начала разрушения, т. к. заметно сказывается на изменении геометрии металлоконструкции, и машинист крана имеет возможность своевременно прекратить подъем груза.

В ряде НТД используется классификация сталей по группам и классам прочности.

Группа прочности — показатель, равный временному сопротивлению σ_B в МПа. Этот показатель используется, в частности, при выборе сварочного материала из условия, что прочностные характеристики наплавленного металла должны быть не ниже, чем у металла основного.

Класс прочности — показатель, равный пределу текучести σ_T в МПа. Величина σ_T является исходной характеристикой при выполнении расчетов металлоконструкций и деталей механизмов.

Необходимо иметь в виду, что величины σ_B , σ_T , δ_5 или δ_{10} уменьшаются по мере увеличения толщины проката.

Испытание на изгиб до параллельности кромок α° проводится путем изгиба образца на оправке, диаметр которой зависит от толщины металла.

2.5. Работа сталей при отрицательной температуре

При понижении температуры изменяются прочностные и пластические свойства сталей, как это видно из данных ГОСТ 1497–84, ГОСТ 11150–84. Примерный вид графиков изменения временного сопротивления σ_B и предела текучести σ_T при понижении температуры показан на рис. 2.3.

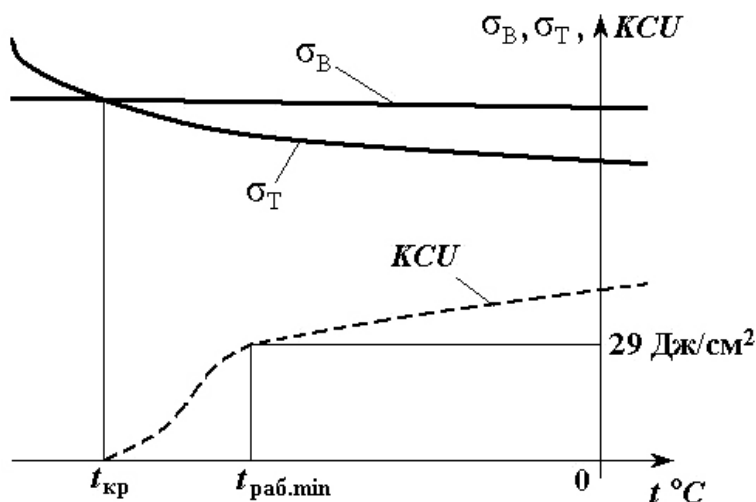


Рис. 2.3. Характер изменения свойств металла в зависимости от температуры

Как видно из рис. 2.3, временное сопротивление σ_B возрастает монотонно и не очень существенно. Предел текучести σ_T изменяется значительно интенсивнее и при некоторой температуре $t_{\text{кр.}}$, называемой «критическая температура», становится равным временному сопротивлению σ_B . До тех пор, пока σ_T остается меньше, чем σ_B , материал сохраняет некоторый запас пластичности. При $t_{\text{кр.}}$ и ниже пластичность исчерпывается, что может привести к хрупкому разрушению. Этот вид разрушения не имеет предупредительных признаков и происходит практически мгновенно. Излом имеет блестящую кристаллическую структуру и может совмещаться без зазора.

Для оценки зоны безопасной эксплуатации стали при отрицательных температурах используется показатель «ударная вязкость» (KCU)

и КСИ). Определение этой величины производится в соответствии с ГОСТ 9454–78.

Испытания проводят при стандартных температурах 20, –20, –40, –60, –70 °С. Образцы (рис. 2.4.) выдерживаются в термостате при заданной температуре и затем испытываются на копре ударного действия, позволяющем определить работу, затраченную на разрушение образца в зоне надреза.

На рис. 2.3. пунктиром показан условный график зависимости ударной вязкости от температуры. Действующими НТД минимальная температура $t_{\text{РАБ}}^{\text{min}}$ соответствует минимально допускаемому значению ударной вязкости 29 Дж/см².

Необходимо отметить, что одним из факторов, способствующих хрупкому разрушению, является скорость приложения нагрузки. Поэтому, если фактическая температура близка к $t_{\text{РАБ}}^{\text{min}}$, работа крана должна производиться очень плавно, без резких пусков и торможений.

Толщина образцов равна толщине металла, но не более 10 мм. Если толщина проката больше, чем 10 мм, то одна сторона образца фрезеруется, на другой — должна сохраняться прокатная корка.

В соответствии с требованиями РД 24.090.52–90 [16], если фактическая температура становится ниже $t_{\text{РАБ}}^{\text{min}}$, кран должен быть остановлен. Пуск крана в работу разрешается только после повышения температуры металлоконструкции выше $t_{\text{РАБ}}^{\text{min}}$, после осмотра крана лицом, ответственным за его содержание в исправном состоянии с соответствующей записью в агрегатном журнале.

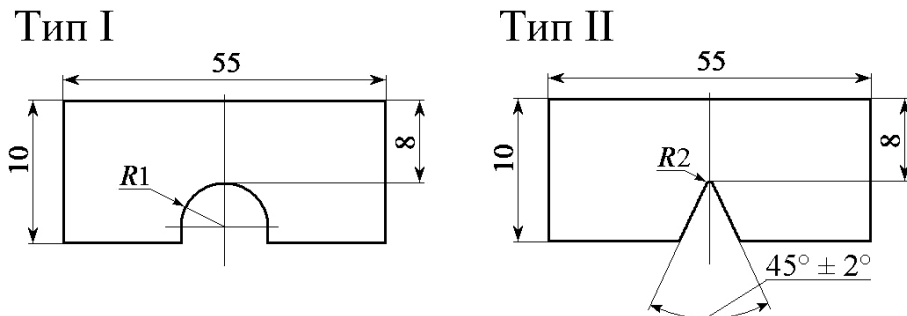


Рис. 2.4. Образцы для испытаний на ударную вязкость: тип I — с полукруглым надрезом; тип II — с острым надрезом

2.6. Механическое старение материала

Склонность к механическому старению сталей оценивается в соответствии с ГОСТ 7268–82.

Для испытаний вырезается заготовка, из которой можно сделать три образца типа I по ГОСТ 9454–88.

Заготовка подвергается пластической деформации (10 %), вырезаются три образца для испытаний на ударную вязкость (тип I), нагреваются до температуры 250 °С с выдержкой 1 час и последующим охлаждением на воздухе, и производятся испытания на ударный изгиб.

Показатель склонности к старению

$$C = \frac{KC - KCA}{KC} \cdot 100 \%,$$

где КС — исходное состояние; КСА — состояние после искусственного старения.

2.7. Работа сталей и конструкций при действии переменных напряжений. Усталостная прочность

Внешние признаки усталостных повреждений.

При усталостном разрушении элемента на поверхности излома четко видны по крайней мере две зоны:

- зона, на которой начала развиваться усталостная трещина. Поверхность излома заглажена, структура не просматривается. В большинстве случаев поверхность зоны корродированна. Потек ржавчины на поверхности элемента является безусловным признаком наличия трещины;
- зона пластического или хрупкого разрушения с выраженной структурной поверхностью излома.

Основными факторами, способствующими появлению усталостных повреждений, являются:

- свойства металла;
- характер изменения напряжений в элементе;
- наличие концентраторов напряжений.

Характер изменения напряжений

Усталостные явления возникают только при действии переменных во времени напряжений. Некоторые типы изменения напряжений показаны на рис. 2.5.

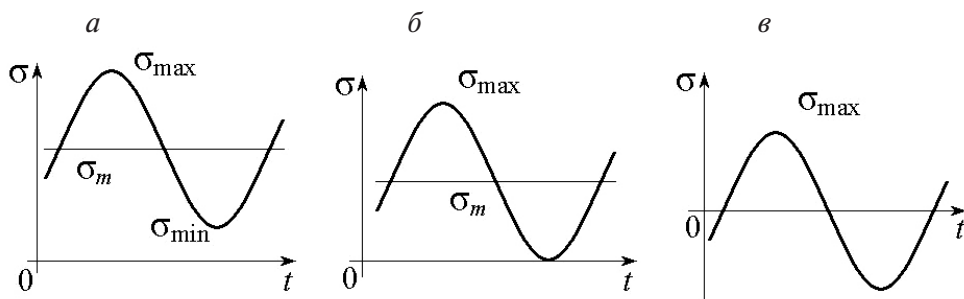


Рис. 2.5. Виды изменения циклов нагружения:

a — асимметричный растягивающий; *б* — пульсирующий (отнулевой) растягивающий; *в* — симметричный

Закономерность изменения напряжений принято оценивать по величине σ_{\max} и отношению $R = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$, называемому коэффициентом асимметрии цикла изменения напряжений.

При испытаниях образцов на выносливость получают зависимость «максимальные напряжения — число циклов нагружения до разрушения», называемую кривая выносливости. Виды этой зависимости показаны на рис. 2.6, *a* и *б*. Часть кривой левее точки *A* — зона малоциклового усталости ($N < 1 \cdot 10^5$), правее (участок *A-B*) — многоциклового усталости.

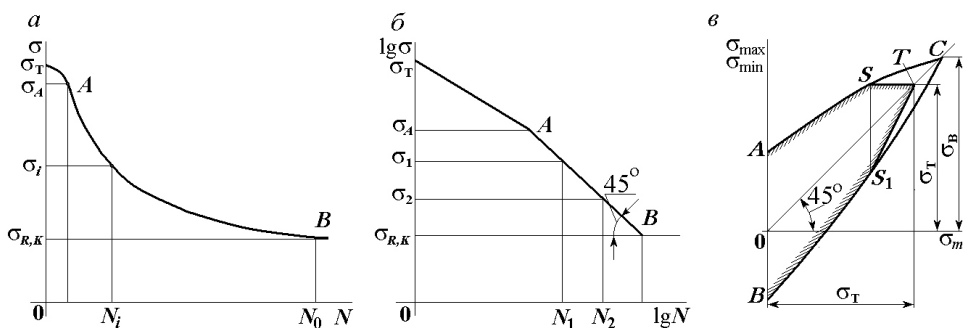


Рис. 2.6. Диаграммы выносливости:

a — в простых и *б* — в логарифмических координатах;
в — обобщенная в координатах σ_{\max} , σ_{\min} — σ_m [6]

Зависимость « N - σ » описывается уравнением

$$\sigma^m N = \sigma_{R,K}^m N_0, \quad (2.1)$$

где $m = \operatorname{ctg}(\alpha)$.

При испытаниях на базовом числе циклов N_0 величина σ_R называется пределом выносливости при коэффициенте асимметрии R , т. е. это то максимальное напряжение, при котором образец выдерживает базовое число циклов нагружения N_0 . В качестве базового числа циклов принимают $N_0 = 2 \cdot 10^6$, $N_0 = 5 \cdot 10^6$ или $N_0 = 10 \cdot 10^6$. Обычно испытания проводят при $R = -1$ (симметричный цикл) и $R = 0$ (пульсирующий цикл напряжения).

Для преодоления трудностей проведения множества испытаний на всех возможных значениях R принята гипотеза о линейной зависимости σ_R от R , что дало возможность построения обобщенной диаграммы предельных напряжений (рис. 2.6, в), иногда называемой «обобщенная диаграмма выносливости». Прямая OC — линия статического нагружения. Верхняя ветвь (линия AC) соответствует σ_{\max} циклов нагружения, а линия BC , ввиду указанной гипотезы, соответствует σ_{\min} циклов нагружения при испытаниях.

Циклы, которые изображаются точками, лежащими внутри диаграммы (рис. 2.6, в), будут безопасными в отношении усталостного разрушения.

Так как для пластичных материалов предельным напряжением является предел текучести σ_T , то для того, чтобы исключить из диаграммы ту область, где $\sigma_{\max} > \sigma_T$, достаточно на диаграмме провести две прямые $\sigma_{\max} = \sigma_B$ и $\sigma_m = \sigma_B$ (рис. 2.6, в) до пересечения в точке T . Тем самым часть кривых AC и BC заменяется прямыми ST и TS_1 .

Прямая ST параллельна оси σ_m и находится от нее на расстоянии, равном σ_T . Следовательно, для пластичных материалов диаграмма предельных напряжений представляет собой кривые линии AS и BS_1 , а также ломаную STS_1 .

Опытных данных о величинах пределов выносливости при отрицательных значениях σ_m очень мало, т. е. вид обобщенных диаграмм области положительных и отрицательных σ_m может быть различен.

На основании обобщенной диаграммы могут быть получены значения пределов выносливости для промежуточных значений R [2, 5, 6, 20].

Влияние концентраторов напряжений

Концентраторами напряжений являются любые изменения размеров или формы поперечного сечения элементов. Некоторые виды

концентраторов напряжений, часто встречающиеся в конструкциях деталей машин, приведены на рис. 2.7, а в узлах металлических конструкций — в табл. 2.3.

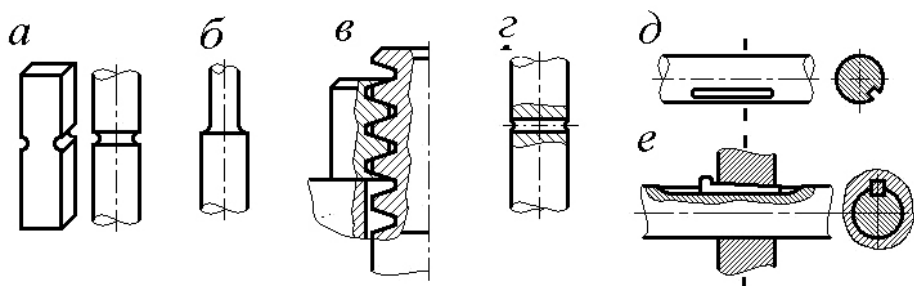


Рис. 2.7. Концентраторы напряжений:

а — выточки в круглых и призматических стержнях; *б* — галтель в местах перехода от одного сечения к другому; *в* — винтовая резьба в болтовом соединении; *г* — поперечное сверление вала; *д* — отверстие для шпонки; *е* — шпоночное соединение

Следует различать понятия о концентрации напряжений при расчетах на статические нагрузки и на выносливость.

Обычно влияние концентраторов оценивают величиной коэффициента концентрации напряжений.

При расчете на статическую прочность коэффициент концентрации учитывает действительное возрастание напряжений в зоне концентрации по сравнению с напряжениями в элементе вдали от концентратора.

При расчетах на выносливость коэффициент концентрации показывает, во сколько раз снижается предел выносливости при наличии концентратора $K = \tilde{\sigma}_{-1} / \tilde{\sigma}_{-1,K}$, где σ_{-1} — предел выносливости основного металла при симметричном цикле нагружения; $\sigma_{-1,K}$ — то же при наличии концентратора напряжений.

При произвольных значениях R и K предел выносливости обозначается как $\sigma_{R,K}$. Величины K и соответствующие значения $\sigma_{R,K}$ приведены в [20].

Необходимо отметить, что легированные стали значительно чувствительнее к концентрациям напряжений, чем стали малоуглеродистые. В связи с этим конструкции из малоуглеродистых и легированных сталей не должны изготавливаться и ремонтироваться по одним и тем же чертежам и по одной и той же технологии.

Максимальные значения напряжений ограничены пределом текучести σ_T .

Если при среднем напряжении σ_{\min} максимальные напряжения σ_{\max} не выходят за границы, очерченные диаграммой, усталостная прочность обеспечена (поэтому эта диаграмма и называется диаграммой предельных напряжений).

Оценивая (даже исключительно качественно) характер изменения напряжений в каких-либо сечениях или элементах конструкции, в соответствии со схемой нагружения конструкции, и наличие различных концентраторов напряжений, можно выделить наиболее опасные с точки зрения усталости расчетные зоны (РЗ) конструкции.

Расположение РЗ в элементах выявляют на основании анализа напряженно-деформированного состояния и опыта эксплуатации подобных конструкций. По характеру нагружения и последствиям усталостного повреждения РЗ делятся на два типа: наиболее опасные РЗ-1 и менее опасные РЗ-2 (рис. 2.8.).

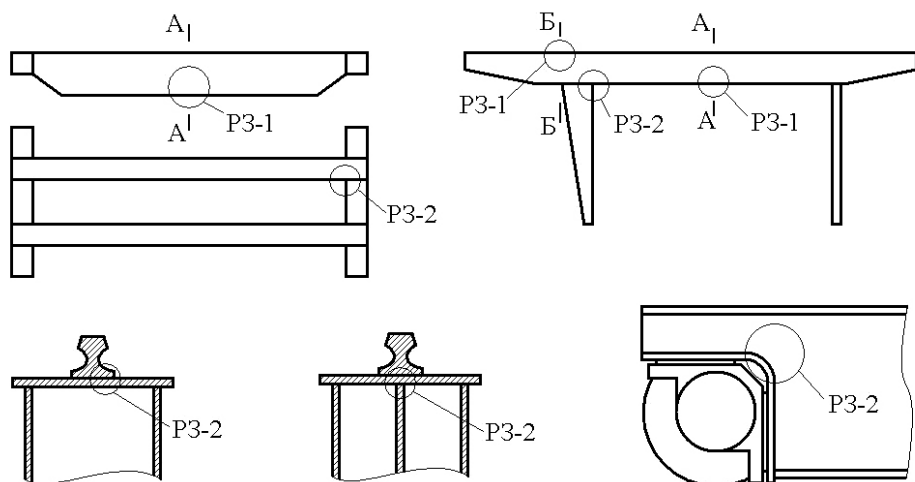


Рис. 2.8. Схемы элементов конструкций грузоподъемных машин с указанием основных сечений (А, Б) и расчетных зон первого (РЗ-1) и второго (РЗ-2) типов

Напряжения в расчетной зоне определяются аналитически или с помощью методов конечных элементов (МКЭ). Для расчета балочных элементов, напряженное состояние которых обусловлено общим изгибом, вычисляются эквивалентные напряжения

$$\sigma_{ES} = \sqrt{\sigma_X^2 + 4\tau_{XY}^2}, \quad (2.2)$$

где σ_X^2 — нормальные продольные напряжения в балке; τ_{XY} — касательные напряжения, которыми часто пренебрегают.

Тогда для расчетной зоны в опасном сечении А пролетной балки считаем максимальное σ_{\max} напряжение цикла по формуле:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{1Y}}{W_X} + \frac{M_{1X}}{W_Y}, \quad (2.3)$$

а минимальное напряжение цикла σ_{\min} по формуле:

$$\sigma_{\min} = \frac{M_{0Y}}{W_X}, \quad (2.4)$$

где M_{0Y} — изгибающий момент в вертикальной плоскости, подсчитанный без учета веса груза; коэффициент асимметрии цикла $R > 0$.

Усталостной характеристикой РЗ является предел выносливости при симметричном цикле на базе $N_0 = 2 \cdot 10^6$ циклов, который определяется по формуле, учитывающей масштабный эффект [20]:

$$\sigma_{-1,K} = \sigma_{-1,KB} \left(\frac{t_B}{t} \right)^{0,2}, \quad (2.5)$$

где $\sigma_{-1,KB}$ — предел выносливости базового образца (табл. 2.2) толщиной $t_B = 20$ мм, t — толщина элемента, по которому происходит усталостное разрушение.

Таблица 2.2

**Базовые пределы выносливости $\sigma_{-1,KB}$ (МПа) для групп узлов
в зависимости от временного сопротивления стали σ_B**

σ_B , МПа	Группы узлов									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
До 420	130	105	90	75	63	52	43	36	30	25
Св. 420 до 540	150	130	105							
Св. 540 до 700	185	150	105							
Св. 700	225	185	130							

Узлы и элементы, не содержащие сварных соединений, относятся к группам 1–3, их пределы выносливости зависят от свойств материала

ла. Группы 4–10 для узлов со сварным соединениями. Узел в опасном сечении главной балки следует отнести к 7 или 8 группе.

Предел выносливости узла $\sigma_{R,K}$ при несимметричном цикле и $R > 0$ считается по формуле:

$$\sigma_{R,K} = \frac{2\sigma_{-1,K}}{1 - R + (1 + R)\psi_K} \leq \sigma_T, \quad (2.6)$$

где $\psi_K = -0,57 \sigma_{-1,K} / \sigma_B$ — коэффициент чувствительности узла к асимметрии цикла. Для сварных соединений, отнесенных к группам 6–10 (табл. 2.2), можно принимать $\psi_K = 0$. Неравенство в формуле (2.6) означает, что при получении значений $\sigma_{R,K}$ более предела текучести его следует принимать равным.

Прогнозируемая долговечность узла N при постоянном режиме работы и без учета динамических явлений выразится в числе подъемов груза. При коэффициенте асимметрии цикла нагружения R и произвольном уровне максимальных напряжений цикла $\sigma = \sigma_{\max}$ с учетом (2.1) имеем

$$N = \begin{cases} N_0 (\sigma_{RK} / \sigma)^{m_R}, & \text{если } \sigma_r \geq \sigma \geq \sigma_{RK} \sqrt[m_R]{0,4}; \\ \infty, & \text{если } \sigma \geq \sigma_{RK} \sqrt[m_R]{0,4}, \end{cases} \quad (2.7)$$

где показатель степени усталостной кривой m_R определяется

$$\text{выражением} \quad m_R = \text{ctg} \varphi = \frac{\lg N_0 - \lg N_R}{\lg \sigma_B - \lg \sigma_{RK}} = \frac{3,3}{\lg(\sigma_B / \sigma_{RK})}. \quad (2.8)$$

Ограничения на значение максимального напряжения в формуле (2.7) связаны с тем, что база усталостной кривой $N_B = 5 \cdot 10^6$ циклов отличается от базовой долговечности узла $N_0 = 2 \cdot 10^6$ циклов. При заданном проектном числе циклов N_{Π} условие усталостной прочности данной РЗ принимает вид:

$$N \geq N_{\Pi}. \quad (2.9)$$

Аналогичный расчет проводится для всех РЗ и условием усталостной прочности пролетной балки или металлоконструкции моста в целом принимается условие (2.9) при минимальном значении N .

Ввиду значительного разброса значений случайной долговечности расчет на выносливость часто проводится по коэффициенту запаса выносливости:

$$n_B = \frac{\sigma_{R,KN}}{\sigma_{\max}} \geq [n_B]. \quad (2.9)$$

Предел выносливости $\sigma_{R,KN}$ на произвольной базе N находится как

$$\sigma_{RKN} = \begin{cases} \sigma_{RK} \sqrt[m_R]{N_0 / N}, & \text{если } N_0 \leq N_*; \\ \sigma_{RK} \sqrt[m_R]{N_0 / N_*} = \sigma_{RK} \sqrt[m_R]{0,4}, & \text{если } N_0 > N_*, \end{cases} \quad (2.10)$$

где $N_* \equiv N_B$.

При заданной долговечности следует положить $N = N_{\text{п}}$. Если долговечность не задана, то в условие (2.10) подставляется предел выносливости $\sigma_{R,K}$, найденный по формуле (2.6). Величина допускаемого коэффициента запаса $[n_B]$ устанавливается отраслевыми стандартами, в учебном проекте $[n_B] = 1,1$.

Из табл. 2.3 следует, что группа узла определяется его конструкцией, способом нагружения, типом и качеством сварного шва. Здесь характеристики групп качества швов обозначены: пониженного качества (QL), качественные (QN) и высококачественные (QH).

Таблица 2.3

**Классификация узлов металлических конструкций
по группам концентрации напряжений**

№	Эскиз узла	Описание	Уровень качества	Группы узлов
1		Кромка прокатного листа после газовой резки (QN — машинная, газовая и плазменная резка)	QL	5
			QN	4
			QH	3
2		Кромка прокатного листа, обрезанная ножницами или гильотиной	—	5
3		Высверленное отверстие. Напряжения по сечению нетто	—	4
4		Болтовое соединение на высокопрочных болтах	—	5

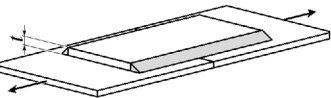
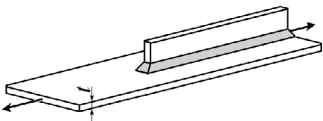
Продолжение табл. 2.3

№	Эскиз узла	Описание	Уровень качества	Группы узлов
5		Болтовое соединение на болтах, работающих на срез	—	7
6		Продольное стыковое соединение листов или тавровое с разделкой кромок (<i>QN</i> — автоматическая сварка)	<i>QL</i>	4
			<i>QN</i>	3
			<i>QH</i>	2
7		Продольное соединение листов угловыми швами без разделки кромок	—	4
8		То же при разрушении по угловому шву ($\tau_{-1 \text{ KB}}$)	—	7
9		Продольное соединение гнутых профилей стыковыми швами без разделки кромок	<i>QL</i>	6
			<i>QN</i>	5
			<i>QH</i>	4
10		Стыковое соединение листов одинаковой толщины и ширины	<i>QL</i>	5
			<i>QN</i>	4
			<i>QH</i>	3
11		Стыковое соединение листов на подкладке	—	6
12		Стыковое соединение листов разной толщины со скосом	<i>QL</i>	6
			<i>QN</i>	5
			<i>QH</i>	4
13		Стыковое соединение листов разной толщины без скоса $t_1/t \leq 1,2$	—	7

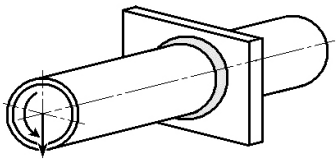
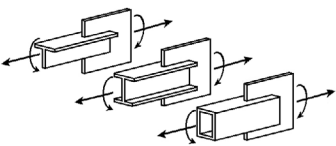
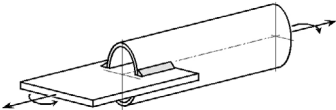
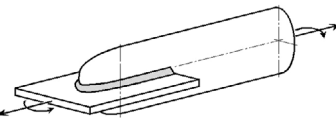
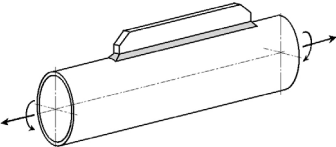
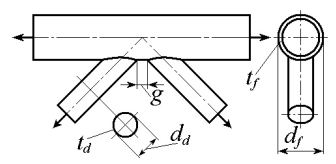
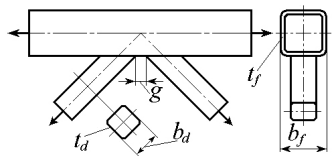
Продолжение табл. 2.3

№	Эскиз узла	Описание	Уровень качества	Группы узлов
14		Стыковое соединение листов разной ширины	<i>QL</i>	8
15		Стыковое соединение, пересекаемое продольным стыковым или угловым швом	<i>QL</i>	6
			<i>QN</i>	5
			<i>QH</i>	4
16		Стыковое соединение элементов из фасонного проката	<i>QL</i>	6
			<i>QN</i>	5
			<i>QH</i>	4
17		Стыковое соединение прямоугольных замкнутых профилей	<i>QN</i>	8
18		Стыковое соединение труб на подкладном кольце	<i>QL</i>	7
			<i>QN</i>	6
19		Стыковое соединение труб с помощью муфты (сплошной или из двух половин)	<i>QL</i>	7
			<i>QN</i>	6
			<i>QH</i>	5
20		Присоединение трубы к поковке	Вариант «а»	8
			Вариант «б»	7
21		Накладка, приваренная боковыми швами	<i>QL</i>	8
			<i>QN</i>	7
			<i>QH</i>	6

Продолжение табл. 2.3

№	Эскиз узла	Описание	Уровень качества	Группы узлов
22		Нахлесточное соединение лобовыми швами или лобовым и фланговым	QL	8
			QN	7
			QH	6
23		Нахлесточное соединение листов фланговыми швами	QL	10
			QN	9
24		Поперечное ребро	QL	7
			QN	6
			QH	4
25		Тавровое двустороннее соединение с проплавлением корня. Разрушение по основному металлу	QL	8
			QN	7
			QH	6
26		Тавровое двустороннее соединение без разделки кромок. Разрушение по основному металлу Разрушение по шву ($\tau_{-I KB}$)	—	9
			—	7
27		Окончание продольного ребра с обваркой торца	QL	8
			QN	7
28		Косынка, приваренная к кромке нагруженной полосы	QL	8
29		Приварка стержня к листу при $d/t \leq 2$	—	7

Окончание табл. 2.3

№	Эскиз узла	Описание	Уровень качества	Группы узлов
30		Стержень, вваренный в отверстие в стенке	QL	7
			QN	6
			QH	4
		То же при разрушении по угловому шву ($\tau_{-1 \text{ KB}}$)	—	7
31		Присоединение фасонных профилей к косынке фланговыми или комбинированными швами	QL	10
			QN	9
32		Присоединение трубы с прямым обрезом к косынке. Разрушение по трубе	—	10
33		Присоединение окуполенной трубы к косынке. Разрушение по трубе	—	9
34		Присоединение косынки к трубе. Разрушение по трубе	—	9
35		Пояс трубчатой фермы при $d_d/d_f = 0,6...1,0$ (d_d и d_f , t_d и t_f — диаметры и толщины раскоса и пояса)	$t_f/t_d = 1$	10
			$t_f/t_d \geq 2$	8
36		Пояс трубчатой фермы при $b_f/b_d = 0,6...1,0$	$t_f/t_d \geq 1$	10

2.8. Стали углеродистые обыкновенного качества

Характеристики сталей определяются в первую очередь массовой долей (в %) содержания углерода. Низкое содержание углерода не обеспечивает необходимых прочностных показателей, высокое — резко ухудшает свариваемость.

Химический состав сталей регламентирован ГОСТ 380—2005 «Сталь углеродистая обыкновенного качества. Марки». В соответствии с этим стандартом изготавливаются 20 марок сталей, разделенных в зависимости от содержания углерода, на шесть групп — от Ст0 до Ст6. Для изготовления и ремонта металлических конструкций наиболее подходящими являются стали группы 3, химический состав которых приведен в табл. 2.4. В обозначениях марок буквы «Ст» обозначают «Сталь», цифры — условный номер марки в зависимости от химического состава, буква «Г» — марганец при его массовой доле 0,8 % и более, буквы «кп», «пс», «сп» — степень раскисления стали: «кп» — кипящая, «пс» — полуспокойная, «сп» — спокойная.

У проката, используемого для изготовления сварных металлоконструкций, плюсовые отклонения по углероду не допускаются.

Механические характеристики стали регламентированы ГОСТ 535—2005 «Прокат сортовой и фасонный из стали углеродистой обыкновенного качества. Общие технические условия» и ГОСТ 14637—89 «Прокат толстолистовой из углеродистой стали обыкновенного качества. Технические условия». В обоих стандартах приведен перечень *нормируемых* показателей. По сочетанию гарантированных показателей устанавливаются категории марок сталей, отмечающиеся арабской цифрой в конце обозначения.

ГОСТ 535—2005 устанавливает категории от 1 до 7, ГОСТ 14637—89 — категории от 1 до 6, приводятся числовые величины нормированных показателей. Необходимо отметить, что при полном наборе показателей для фасонного и сортового проката, соответствующим сталям Ст3 сп5 и Ст3 Гсп5 минимально допустимая рабочая температура составляет $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$, при которой ударная вязкость KCU равна 29 Дж/см^2 при толщине проката до 25 мм. Стали первых трех категорий для несущих металлоконструкций не используются.

Для несущих металлоконструкций применяются стали Ст3 пс5, Ст3 сп5, Ст3 Гпс5, Ст3 Гсп5.

Таблица 2.4

Химический состав сталей третьей группы

Марка стали	Массовые доли элементов, %					
	углерода	марганца	кремния	хрома, никеля, меди	серы	фосфора
СтЗкп	0,14...0,22	0,3...0,6	Не более 0,05	Не более 0,3 каждого	Не более 0,05	Не более 0,04
СтЗпс		0,4...0,564	0,05...0,15			
СтЗсп			0,15...0,3			
СтЗГпс		0,8...1,1	Не более 0,15			
СтЗГсп	0,14...0,20		0,15...0,3			

Для толстолистового проката стандартом установлено шесть категорий. Категория СтЗ спб — термоупрочненная сталь, и ее эксплуатация допускается до температуры — 40 °С при толщине листа до 40 мм.

2.9. Стали конструкционные повышенной прочности

Повышение прочности и хладостойкости сталей достигается введением в их состав легирующих элементов (табл. 5.1.). Химический состав и механические характеристики, рекомендованные РД 24.090.52—90 и РД 22—16—2005, регламентированы ГОСТ 19281—89 «Прокат из стали повышенной прочности. Общие технические условия». Марки сталей могут быть разделены на группы по основному показателю — химическому составу.

К первой группе можно отнести стали марганцевые и кремнемарганцевые; типичные представители этой группы стали марок 09Г2, 09Г2С, 16ГС. Первая цифра обозначения — процентная доля углерода, умноженная на 100. Стали имеют хорошую свариваемость, повышенные по сравнению со сталью СтЗ сп5 характеристики, в том числе ударную вязкость. Они практически при любой толщине проката могут эксплуатироваться до температуры минус 40 °С, а в тонком прокате и при более низких температурах.

Ко второй группе можно отнести хромоникелевые, хромомолибденовые, хромомолибденованадиевые, например, 10ХСНД, 12Х1МФ и др.

Классы прочности этих сталей до С345, свариваемость удовлетворительная, минимальная рабочая температура до -40°C , а в тонком прокате и ниже.

К третьей группе можно отнести стали, легированные дополнительно ванадием, вольфрамом, титаном, например 14Г2АФ, 12ГН2МФАЮ и др., с классом прочности до 550...600. Минимальная температура эксплуатации до -60°C . Однако свариваемость этих сталей ограниченная.

К четвертой группе можно отнести особо прочные стали с классами прочности свыше 600 до 900, например, 15ХГНМФТ, импортные стали марок Domex, Weldom и др. Эти стали используются преимущественно для изготовления машин режима ХЛ. Свариваемость этих сталей плохая.

Для оценки свариваемости сталей применяют показатель «углеродный эквивалент». Формула для расчета величин углеродного эквивалента, приведенная в ГОСТ 19281–89, имеет вид:

$$C_{\text{э}} = C + \frac{\text{Mn}}{6} + \frac{\text{Si}}{24} + \frac{\text{Cr}}{5} + \frac{\text{Ni}}{40} + \frac{\text{Cu}}{15} + \frac{\text{V}}{14} + \frac{\text{P}}{2},$$

где С, Мn, Si, Cr, Ni, Cu, V, P — массовые доли соответственно углерода, марганца, кремния, хрома, никеля, меди, ванадия и фосфора. При $C_{\text{э}} \leq 0,35$ сварка не вызывает затруднений, при $0,35 \leq C_{\text{э}} \leq 0,6$ требуются возрастающие технологические меры, при $C_{\text{э}} \geq 0,6$ вероятность появления трещин без осуществления специальных мер опасно увеличивается.

Стали разделяются по категориям по гарантированной величине ударной вязкости. Категории нормируются от 12 до 15: при -40°C — двенадцатая, а далее по понижению температуры через 10°C . Категория 15 — для работы при температуре -70°C .

2.10. Стали для строительных конструкций

Стали для строительных конструкций, рекомендованные СНиП II–23–81* должны соответствовать требованиям ГОСТ 27772–88 по химическому составу и механическим характеристикам.

В ГОСТ 27772–88 принята маркировка сталей по классам прочности, например С245К, где буква «С» означает: сталь строительная,

цифры обозначают класс прочности, т. е. предел текучести в МПа, буква «К» (ее в обозначении может не быть) — вариант химического состава.

В целом имеется вполне определенная аналогия со сталями, выпускаемыми по ранее отмеченным стандартам. В связи с этим СНиП II—23—81* разрешают заменять стали по этим стандартам на эквивалентные стали по ГОСТ 27772—88. Например, стали Ст3 сп5, Ст3 Гпс5, Ст3 псб, 18 сп, 18 Гпс могут быть заменены сталью С255.

2.11. Виды проката

Сортовой прокат широко применяется при проектировании металлических конструкций кранов. Производится сортовой прокат в основном из углеродистой и низколегированной стали. На сегодняшний день существует несколько видов сортового проката: прокат круглый, квадрат, шестигранник, полоса стальная, арматура; сортовой фасонный прокат: балки, швеллеры, рельсы и т. д. По форме, размерам и предельным отклонениям по ним продукция должна соответствовать требованиям ГОСТов.

ГОСТ 535—2005 «Прокат сортовой и фасонный из стали углеродистой обыкновенного качества. Общие технические условия».

ГОСТ 14637—89 «Прокат толстолистовой из углеродистой стали обыкновенного качества. Технические условия».

Стали повышенной прочности (низколегированные) по химическому составу и механическим характеристикам поставляются по ГОСТ 19281—89 «Прокат из стали повышенной прочности. Общие технические условия».

Наиболее часто применяемыми являются стали марок 09Г2—12; 09Г2С-12; 15ХСНД-12; 10ХСНД-12.

В краностроении используются в основном следующие виды проката:

- прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный (ГОСТ 82—70*). Толщина проката от 6 до 60 мм при ширине от 200 до 1050 мм;
- прокат листовой горячекатаный (ГОСТ 1903—74*). Толщина листов от 0,4 мм до 160 мм, ширина от 500 мм до 3800 мм, длина листа до 9000 мм;

- двутавры стальные горячекатаные (ГОСТ 8239–89);
- швеллеры стальные горячекатаные (ГОСТ 8240–89);
- швеллеры стальные гнутые равнополочные (ГОСТ 8278–83*);
- уголки стальные горячекатаные равнополочные (ГОСТ 8509–93);
- уголки стальные горячекатаные неравнополочные (ГОСТ 8510–86*).

Области применения наиболее используемых марок сталей в зависимости от вида и толщины проката и минимальной температуры эксплуатации приведены в табл. 2.5.

Таблица 2.5

**Области применения проката из наиболее распространенных марок
конструкционных сталей**

Марка стали	ГОСТ на химический состав	ГОСТ на технические условия	Вид* и толщина проката, мм, при температуре эксплуатации, °С, не ниже	
			–20°	–40°
Ст.3сп4	380–2005	535–2005	Ф до 25	Ф до 10
Ст.3сп5		14637–2005	Л до 25	Л до 10
Ст.3сп6	380–2005	14637–2005	—	Л до 40
Ст.3Гсп5	380–2005	535–2005 14637–89	—	Л, Ф от 11 до 30
Ст.3Гсп6	380–2005	14637–89	—	Л от 11 до 30
09Г2–12	19281–89	—	—	Л до 32
				Ф до 20
09Г2С–12		—	—	Л до 60; Ф до 25
15ХСНД–12				Л до 32; Ф до 20
10ХСНД–12		—	—	Л до 40; Ф до 15

* Вид проката: Л — листовый; Ф — фасонный (швеллеры, горячекатаные уголки, тавры)

Для кранов, эксплуатируемых при температуре не ниже –20 °С, применение низколегированных сталей может оказаться целесообразным для изготовления металлоконструкций кранов большой грузоподъем-

ности и больших пролетов, так как в этих случаях возможно снижение веса крана. В металлоконструкциях этих типов допускается сочетание низколегированных и малоуглеродистых сталей.

При оценке целесообразности замены малоуглеродистой стали сталью низколегированной следует иметь в виду, что стоимость сталей 09Г2 и 09Г2С выше стоимости стали Ст3сп5 примерно на 10 %, а сталей 15ХСНД и 10ХСНД соответственно, на 15 и 25 %.

Низколегированные стали более чувствительны к концентрации напряжений и, следовательно, при разработке конструкций и технологии изготовления должны быть предусмотрены специальные меры понижения концентрации напряжений, особенно для кранов режимных групп А6...А8 (ИСО 4301/1. Краны грузоподъемные. Классификация), для которых лимитирующим фактором будет усталость металла.

Нецелесообразно использование низколегированных сталей в тех случаях, когда лимитирующим фактором является жесткость конструкции, так как модули упругости всех сталей практически одинаковы, и, следовательно, одинаковыми в этом случае будут и поперечные сечения несущих элементов. Стандартные значения σ_T и σ_B принимаются как *нормативные* сопротивления. *Расчетные* сопротивления принимаются с учетом возможной неравномерности свойств сталей и вида напряженного состояния. Нормативные и расчетные сопротивления листового и фасонного проката рекомендуемые СТО 24.09–5821–01–93 «Краны грузоподъемные промышленного назначения. Нормы и методы расчета элементов стальных конструкций» [22] приведены в табл. 2.6, формулы для определения расчетного сопротивления — в табл. 2.7.

Вспомогательные (нерасчетные) элементы металлоконструкций (лестницы, перила, настилы и т. д.) можно изготавливать из сталей марок Ст3 пс2, Ст3 пс5 по ГОСТ 380–2005 с толщиной проката до 30 мм при температуре эксплуатации не ниже -20°C ; с толщиной до 10 и 20 мм, соответственно, при температуре не ниже -40°C и с толщиной до 5 и 10 мм при температуре не ниже -65°C .

При расчетах следует принимать следующие физические характеристики стали:

- модуль упругости $E = 2,06 \cdot 10^5$, МПа;
- модуль сдвига $G = 0,78 \cdot 10^5$, МПа;
- коэффициент поперечной деформации (Пуассона) $\nu = 0,3$;
- коэффициент линейного расширения $\alpha = 0,12 \cdot 10^{-4}$, $^\circ\text{C}^{-1}$.

Таблица 2.6

**Нормативные и расчетные сопротивления для листового
и фасонного проката некоторых марок сталей**

Марка стали	ГОСТ на прокат	Толщина проката, мм	Нормативные сопротивления, МПа				Расчетные сопротивления, МПа			
			Листового		Фасонного		Листового		Фасонного	
			$R_{уп}$	$R_{ип}$	$R_{уп}$	$R_{ип}$	R_y	$R_{и}$	R_y	$R_{и}$
Ст.3сп	535–2005 14637–89	до 10 вкл.	255	370	255	380	243	352	245	360
		св. 10 до 20 вкл.	245	370	245	370	235	355	235	355
		св. 20 до 25 вкл.	235	370	235	370	225	355	225	355
Ст.3Гсп	14636–89	до 20 вкл.	255	390	—	—	245	370	—	—
		св. 20 до 40 вкл.	245	390	—	—	235	370	—	—
09Г2	19281–89	до 20 вкл.	305	440	305	440	290	400	290	400
		св. 20 до 32 вкл.	295	430	295	430	290	390	280	390
09Г2С	19281–89	до 10 вкл.	345	490	345	480	330	445	330	440
		св. 10 до 20 вкл.	325	450	325	450	310	410	310	410
		св. 20 до 32 вкл.	295	430	295	430	280	390	280	390
15ХСНД	19281–89	до 10 вкл.	345	490	345	490	330	445	330	440
		до 32 вкл.	325	480	325	480	310	410	310	440
10ХСНД	19281–89	лист до 40 вкл.	390	530	390	530	355	480	355	480
		фасон до 15 вкл.								

Таблица 2.7

Формулы для определения расчетного сопротивления проката [5]

Напряженное состояние и его условное обозначение			Формула
Растяжение, сжатие, изгиб	По пределу текучести	R_y	$R_y = R_{yП} / \gamma_m$
	По временному сопротивлению	$R_{и}$	$R_{и} = R_{иП} / \gamma_m$
Сдвиг (срез)		R_s	$R_s = 0,58 R_{yП} / \gamma_m$
Растяжение в направлении толщины проката (до 60 мм)		R_{th}	$R_{th} = 0,5 R_{иП} / \gamma_m$
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании		R_{lp}	$R_{lp} = 0,5 R_{иП} / \gamma_m$

Прим.: 1. За нормативное сопротивление $R_{yП}$ и $R_{иП}$ принимают значения предела текучести σ_T и временного сопротивления σ_B по соответствующим стандартам и техническим условиям на марки материала и вид проката.

2. γ_m — коэффициент надежности по материалу; для сталей с пределом текучести до 380 МПа $\gamma_m = 1,05$; при $\sigma_T > 380$ МПа $\gamma_m = 1,1$.

3. Соединения элементов металлических конструкций

3.1. Классификация соединений

Каждое соединение может быть охарактеризовано совокупностью принятых классификационных признаков.

1. По способу соединения:

- сварные;
- клепаные;
- болтовые срезные;
- фрикционные;
- фрикционно-срезные;
- фланцевые;
- шарнирные.

2. По месту и условиям выполнения соединения:

- заводские;
- монтажные;
- ремонтные.

3. По возможности сборки-разборки соединения:

- разъемные;
- неразъемные.

4. По характеру работы соединения в конструкции:

- рабочие, т. е. передающие нагрузку с одного элемента соединения на другой;
- связующие, обеспечивающие геометрическую форму конструкции.

В зависимости от сочетания классификационных признаков оцениваются типы и эксплуатационные возможности соединений и выбираются методы их расчета.

3.2. Сварные соединения

3.2.1. Общие положения

Для соединения элементов металлоконструкций грузоподъемных кранов при толщине свариваемых элементов до 50 мм используется преимущественно автоматическая, полуавтоматическая и ручная дуговая сварка металлическими электродами или сварочной проволокой.

Сварные соединения являются неразъемными, выполняемыми в условиях завода-изготовителя или при монтаже и при ремонтах, что, безусловно, сказывается на качестве выполнения и последующей работоспособности соединений.

Соединения выполняются либо стыковыми, либо угловыми швами.

В зависимости от взаимного положения элементов различают *стыковые* соединения, выполняемые стыковыми швами, либо соединения *нахлесточные, тавровые* и *угловые*, выполняемые угловыми швами.

При этом угловые швы могут быть либо *рабочими*, передающими нагрузку с одного элемента на другой, либо *связующими*, нагрузок не передающими и необходимыми для обеспечения геометрии сооружения.

Основные типы и конструктивные элементы соединений должны соответствовать действующим стандартам, наиболее применяемые из которых следующие:

- ГОСТ 5264–80*. Ручная дуговая сварка. Соединения сварные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры.
- ГОСТ 11534–75*. Ручная дуговая сварка. Соединения сварные под острыми и тупыми углами. Основные типы, конструктивные элементы и размеры.
- ГОСТ 14771–76*. Дуговая сварка в защитном газе. Соединения сварные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры.
- ГОСТ 23518–79*. Дуговая сварка в защитных газах. Соединения сварные под острыми и тупыми углами. Основные типы, конструктивные элементы и размеры.

В условиях завода-изготовителя применяются автоматическая и полуавтоматическая сварки с физическими методами контроля швов, что обеспечивает высокое качество.

При монтаже и ремонте конструкций используется обычно ручная сварка. Возможности применения физических методов контроля зачастую весьма ограничены.

В соответствии с требованиями ФНП «Правила безопасности опасных производственных объектов, на которых используются подъемные сооружения» [14], все сварные соединения подлежат 100 % визуальному контролю. Контроль сварных соединений просвечиванием производится в начале и конце швов стыковых соединений поясов и стенок коробчатых балок, при этом суммарная длина контролируемых участков должна составлять не менее 50 % от длины стыка растянутого пояса, 25 % всех остальных стыковых соединений и 25 % от длины шва других видов сварных соединений, указанных в рабочих документах.

3.2.2. Сварочные материалы

Сварочные материалы, применяемые для сварки несущих конструкций грузоподъемных кранов, должны обеспечивать механические свойства металла шва и сварного соединения не ниже нижнего предела механических свойств основного металла, установленного для данной марки стали Государственным стандартом или техническими условиями.

При выборе материалов необходимо, чтобы временное сопротивление наплавленного металла обеспечивалось в пределах 110–125 % от сопротивления свариваемых сталей. Типы сварных швов должны соответствовать действующим стандартам.

Рекомендуемые сварочные материалы приведены в табл. 3.1 [22].

Расчетные сопротивления сварных соединений в зависимости от вида соединения и напряженного состояния следует определять по формулам, приведенным в табл. 3.2. Для стыковых соединений указаны формулы при автоматической или ручной сварке с физическим контролем качества.

Значения $R_{\text{иП}}$ для швов, выполненных ручной сваркой, принимают по табл. 3.3, автоматической или полуавтоматической — по табл. 3.4.

Таблица 3.1

Сварочные материалы

Стали для сварки несущих конструкций	Электроды		Марка флюса	Марка сварочной проволоки для сварки	
	Тип	Марка		под флюсом	в среде углекислого газа
Расчетная температура до −20 °С					
Углеродистые	Э42А	УОНИ 13/45	АНЦ-1	СВ-08ГА	СВ-08Г2С
	Э46А	УОНИ 13/45	АН-348 А	СВ-08ГА	СВ-09Г2СЦ
	Э42	ОЗС-4	ОСЦ-45	СВ-08ГА	ПП-АН8
	Э42	АНО-4	—	—	ПП-АН3
Расчетная температура до −40 °С					
Низколегированные	Э50А	УОНИ-13/75	АН-47	СВ-08ГА	СВ-08Г2С
	Э50А	АНО-10	АН-47	СВ-10Г2	СВ-09Г2СЦ
	Э50А	АНО-30	АН-60	СВ-10Г2	ПП-АН4

Таблица 3.2

Формулы для определения расчетных сопротивлений сварных соединений [22]

Сварные соединения	Напряженное состояние		Условные обозначения	Расчетное сопротивление сварных соединений
Стыковые	Сжатие, растяжение, изгиб	по пределу текучести	R_{wy}	$R_{wy} = R_y^*$
		по временному сопротивлению	R_{wy}	$R_{wi} = R_i^*$
	Сдвиг		R_{ws}	$R_{ws} = R_s$
С угловыми швами	Срез (условный) по металлу	шва	R_{wf}	$R_{wf} = 0,55 R_{wип} / \gamma_{wт}^{**}$
		границы сплавления	R_{wz}	$R_{wz} = 0,45 R_{ип}$

* При условии полного провара соединяемых элементов.

** Значение коэффициента надежности по материалу $\gamma_{wт}$ следует принимать равным 1,25 при значении нормативного сопротивления металла шва $R_{wип}$ не более 490 МПа, 1,35 — при значениях $R_{wип} = 590$ МПа и более.

Таблица 3.3

**Нормативные и расчетные сопротивления металла угловых швов
сварных соединений, выполненных ручной сваркой [22]**

Сварочные материалы		$R_{шип}$, МПа	$R_{шв}$, МПа
Тип электрода (ГОСТ 9467–75)	Марка проволоки		
Э42, Э42А	Св-08, Св-08А, Св-08ГА	410	180
Э46, Э46А	Св-10ГА, Св-08Г2С	450	200
Э50, Э50А	Св-08Г2СЦ, ПП-АН8, ПП-АН3	490	215

Таблица 3.4

**Нормативные сопротивления металла швов, выполненных
автоматической или полуавтоматической сваркой [22]**

Марка проволоки (ГОСТ 2246–70) для автоматической и полуавтоматической сварки		Марка порошковой проволоки (ГОСТ 2671–84)	Значения нормативного сопротивления металла шва $R_{шип}$, МПа
Под флюсом (ГОСТ 9087–81)	В углекислом газе (ГОСТ 8050–85)		
Св-08, Св-08А	—	—	410
Св-08ГА	Св-08Г2С	—	450
Св-10ГА	Св-08Г2СЦ	ПП-АН8	490
Св-10НМА	Св-08Г2С	ПП-АН3	590*
Св-10Г2	Св-08Г2СЦ	—	—

* При сварке проволокой Св-08 Г2 С и Св-08 Г2 СЦ значение $R_{шип} = 590$ МПа следует принимать только для угловых швов с катетом $K_f < 8$ мм в конструкциях из стали с пределом текучести 440 МПа и более.

3.2.3. Стыковые соединения

Стыковые соединения используются главным образом для изготовления длинномерных элементов: полотнищ из листового или широкополосного проката для листовых конструкций (балок), а также элементов из фасонного проката для ферменных конструкций в тех случаях, когда размеры элементов превышают товарную длину проката.

Некоторые типы стыковых соединений (С2, С7, С8, С17, С25) показаны на рис. 3.1.

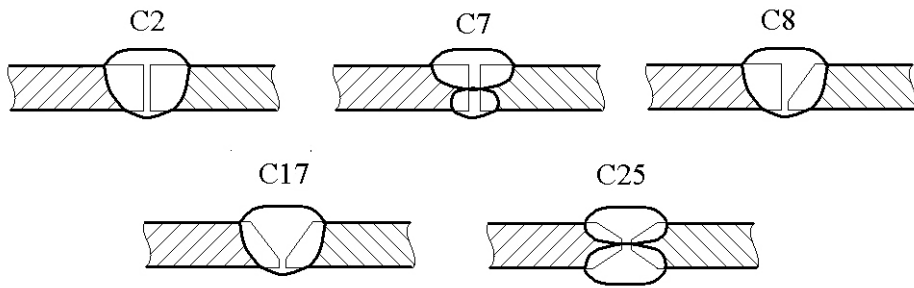


Рис. 3.1. Некоторые типы стыковых сварных швов по ГОСТ 5264—80

При изготовлении коробчатых балок должны выполняться следующие требования [15, 17]:

- между стыками полотнища расстояние должно быть не менее 4000 мм;
- длина пристыкованного элемента должна быть не менее 500 мм, если это не оговорено чертежом, и стык должен располагаться у конца основного элемента;
- стыки стенок должны располагаться на расстоянии не ближе 2000 мм от середины пролета балки;
- стыки поясов должны быть смещены относительно друг друга и располагаться на расстоянии не менее 150 мм от стыков стенки;
- стыки поясов и стенок должны располагаться на расстоянии не менее 50 мм от диафрагм.

При сварке труб применение соединения по рис. 3.2, б недопустимо, т. к. с внутренней стороны трубы остается Г-образная щель, вызывающая чрезвычайно высокую концентрацию напряжений [4].

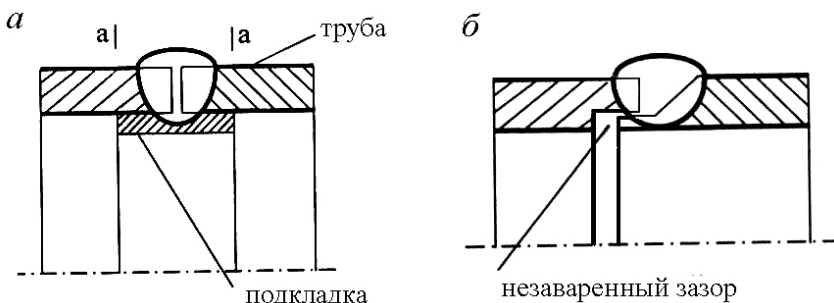


Рис. 3.2. Стыковые соединения труб

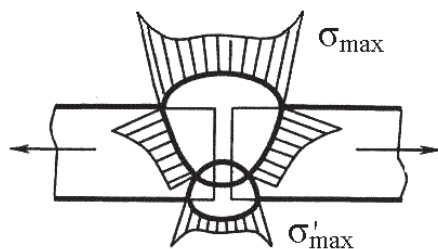


Рис. 3.3. Распределение напряжений в шве и околошовной зоне

При полной проварке и отсутствии дефектов соединения при действии *постоянных* нагрузок, оно является равнопрочным основному металлу. В то же время шов концентратор напряжений (табл. 3.5). Характер распределения напряжений в шве и околошовной зоне показан на рис. 3.3 [12]. При воздействии *переменных* нагрузок концентрация напряжений снижает усталостную прочность соединения.

Усталостные трещины возникают на границах зоны сплавления и развиваются вдоль шва.

При снятии усиления механическим способом усталостная прочность соединения становится равной усталостной прочности основного металла.

Таблица 3.5

Величины эффективности коэффициентов концентрации [20]

Вид сварки	Полный провар	Неполный провар
Автоматическая сварка	1,2/1,4	2,5...3,2/3,2...4,0
Ручная сварка	1,4/1,6	—

3.2.4. Соединения с угловыми швами

Типы соединений. Расчетные сечения

В зависимости от взаимного положения соединяемых элементов с помощью угловых швов выполняются тавровые, нахлесточные, угловые соединения с размерами швов по ГОСТ 2564—80, а также так называемые электрозаклепки.

Во всех этих соединениях швы могут быть *связующими*, обеспечивающими взаимное положение элементов и не передающими нагрузки, и *рабочими*, передающими нагрузку от элемента к элементу.

Связующие швы не требуют расчетов, их размеры должны соответствовать требованиям ГОСТ 5264—80. Тем не менее эти швы являются концентраторами напряжений, способствующими появлению усталостных повреждений в несущих элементах.

Рабочие швы должны проектироваться и рассчитываться по условиям обеспечения как статической, так и усталостной прочности. Эти

требования должны обеспечиваться полным проваром соединения. Непровар при действии нагрузок ведет себя как изначально имеющиеся усталостные трещины, т. е. он создает высокую концентрацию напряжений и, как следствие, разрушение шва и основного металла элементов соединения.

В соответствии с СТО 24.09–5821–01–93 [22] сварные соединения с угловыми швами при действии продольной и поперечной сил следует рассчитывать на срез (условный) по двум сечениям: по металлу шва (сечение Ш, рис. 3.4) и по границе сплавления (сечение Г). Расчетная схема показана на рис. 3.4.

Расчетные напряжения:

— по металлу шва (сечение Ш)

$$\tau_{wf} = \frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wf} \cdot \gamma_0, \quad (3.1)$$

— по границе сплавления (сечение Г)

$$\tau_{wz} = \frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wz} \cdot \gamma_0, \quad (3.2)$$

$$\beta_f = \frac{P_1}{k_f}, \quad \beta_z = \frac{P_2}{k_f}, \quad (3.3)$$

где l_w — расчетная длина шва; k_f — размер катета шва; β_z, β_f — коэффициенты, учитывающие геометрию шва; R_{wz}, R_{wf} — расчетные сопротивления металла шва (см. табл. 3.2).

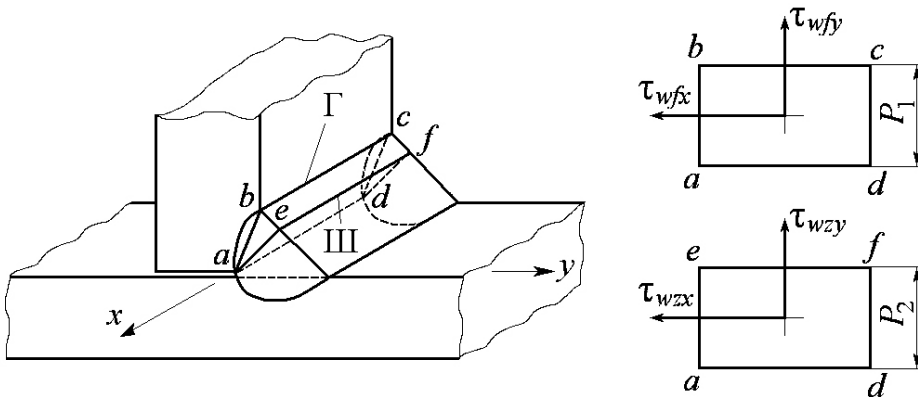


Рис. 3.4. Сечения углового шва

Для расчета соединения на срез достаточно рассматривать менее прочное сечение, рекомендации по назначению которого приведены в табл. 3.6, в зависимости от временного сопротивления стали сопрягаемых элементов растяжению $R_{ИП}$, нормативного сопротивления металла шва $R_{ИИП}$ и коэффициента β_f , характеризующего вид сварки, положение шва и толщину свариваемых элементов.

При ручной сварке рекомендуется $\beta_f = 0,7$, $\beta_z = 1,0$.

При автоматической и полуавтоматической сварке и при катетах швов, равных толщине свариваемых элементов:

при $k_f \leq 12$ мм	$\beta_f = 1,1$,	$\beta_z = 1,15$;
$k_f = 14 \dots 16$ мм	$\beta_f = 0,9$,	$\beta_z = 1,05$;
$k_f \geq 18$ мм	$\beta_f = 0,7$,	$\beta_z = 1,0$.

Для фланговых швов, расположенных вдоль направления действия усилия, в связи с неравномерностью распределения касательных напряжений среза по длине значение расчетной длины ограничивается условием:

$$l_w \leq 85\beta_f k_f. \quad (3.4)$$

Таблица 3.6

Расчетные сечения соединений с угловыми швами [22]

Временное сопротивление стали сопрягаемых элементов растяжению $R_{ИП}$, МПа	β_f	Нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению $R_{ИИП}$, МПа		
		410	450	490
345–380	1,1	Г	Г	Г
	0,9	Ш	Г	Г
	0,7	Ш	Ш	Ш
390–410	1,1	Ш	Г	Г
	0,9	Ш	Ш	Г
	0,7	Ш	Ш	Ш
430–460	1,1	Ш	Ш	Г
	0,9	Ш	Ш	Ш
	0,7	Ш	Ш	Ш
470–490	1,1	Ш	Ш	Ш
	0,9	Ш	Ш	Ш
	0,7	Ш	Ш	Ш

3.2.5. Тавровые соединения

Конструктивные исполнения

В тавровых соединениях швы могут быть как связующими, так и рабочими. Схемы некоторых тавровых соединений показаны на рис. 3.5.

На рис. 3.5, а угловой шов является связующим. Тем не менее он создает концентрацию напряжений в основном металле. Величина эффективного коэффициента концентрации напряжений K может составлять для углеродистой стали 2,0...2,5, а для низколегированной — 2,5...3,2 [20].

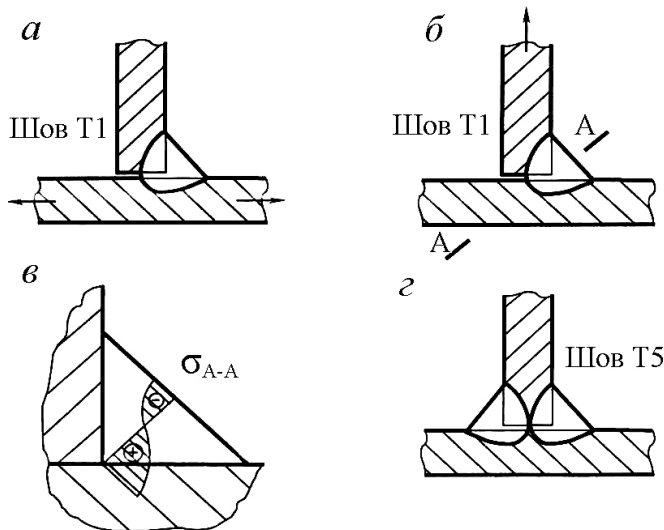


Рис. 3.5. Примеры тавровых соединений по ГОСТ 5465—80

В исполнении по рис. 3.5, б шов является рабочим. Материал шва работает на срез и изгиб. Характер изменения напряжений по гипотенузе прямого угла показан на рис. 3.5, в. Наибольшие, при этом растягивающие напряжения возникают в корне шва, поэтому разрушение шва будет происходить изнутри и визуальное определение факта возможно только после полного разрушения шва. Для тяжело нагруженных конструкций, особенно для работающих в условиях отрицательных температур, подобное соединение считается недопустимым.

Для таких конструкций следует применять соединения с полным проваром (рис. 3.5, г).

Расчет тавровых соединений

Поясные швы балок связывают пояс и стенку [2, 5]. Проверка прочности *швов, соединяющих верхний пояс со стенкой* при отсутствии местной сосредоточенной нагрузки, выполняется по формуле

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{\text{БР}}}{2 \cdot J_{\text{БР}} \cdot \beta_f \cdot k_f} \leq R_{\text{wf}} \cdot \gamma_0, \quad (3.5)$$

где Q — поперечная сила в рассчитываемом сечении; $S_{\text{БР}}$ — статический момент пояса балки брутто; $J_{\text{БР}}$ — момент инерции сечения балки брутто.

При местной сосредоточенной нагрузке, в частности, давлении колеса тележки при расположении рельса над стенкой, в шве возникают дополнительные касательные напряжения:

$$\tau_{\text{М}} = \frac{n \cdot P}{2z\beta_f k_f}, \quad (3.6)$$

где P — сосредоточенная нагрузка; n — коэффициент, зависящий от характера обработки кромок, при полном проваре $n = 0,4$; z — расчетная длина шва, по которой происходит передача давления с пояса на стенку,

$$z = 3,25 \sqrt{\frac{J_{\text{Р}} + J_{\text{П}}}{\delta_{\text{П}}}}, \quad (3.7)$$

$J_{\text{Р}}$, $J_{\text{П}}$ — собственные моменты инерции рельса и пояса; $\delta_{\text{П}}$ — толщина пояса.

Прочность шва при наличии местного давления определяется по условию:

$$\tau_{\text{РЕЗ}} = \sqrt{\tau^2 + \tau_{\text{М}}^2} \leq R_{\text{wf}} \cdot \gamma_0. \quad (3.8)$$

Схема нагружения таврового соединения для определения *нагрузки в плоскости, перпендикулярной расположению швов* [22], показана на рис. 3.6.

Проверка прочности швов при действии момента M производится по условиям:

$$\tau_{\text{wf}} = \frac{M}{W_{\text{wf}}} \leq R_{\text{wf}} \cdot \gamma_0, \quad (3.9)$$

$$W_{wf} = 2 \cdot \beta_f \cdot \frac{k_f l_w^2}{6}. \quad (3.10)$$

При действии отрывающей нагрузки N расчет швов выполняется по формуле:

$$\tau_{wf} = \frac{N}{2 \cdot \beta_f k_f l_w} \leq R_{wf} \cdot \gamma_0. \quad (3.11)$$

В зависимости от степени глубины провара при выполнении соединения рассматриваются схемы, показанные на рис. 3.7.

При полном проваре с разделкой кромок (рис. 3.7, а, б) швы принимают равнопрочными с основным металлом.

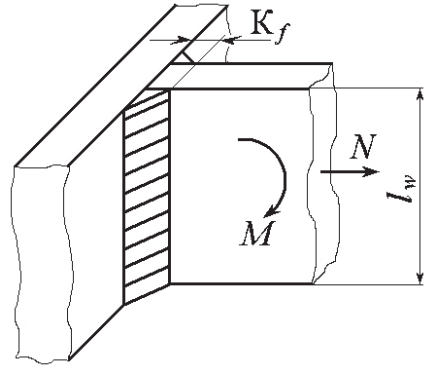


Рис. 3.6. Схема нагружения таврового соединения

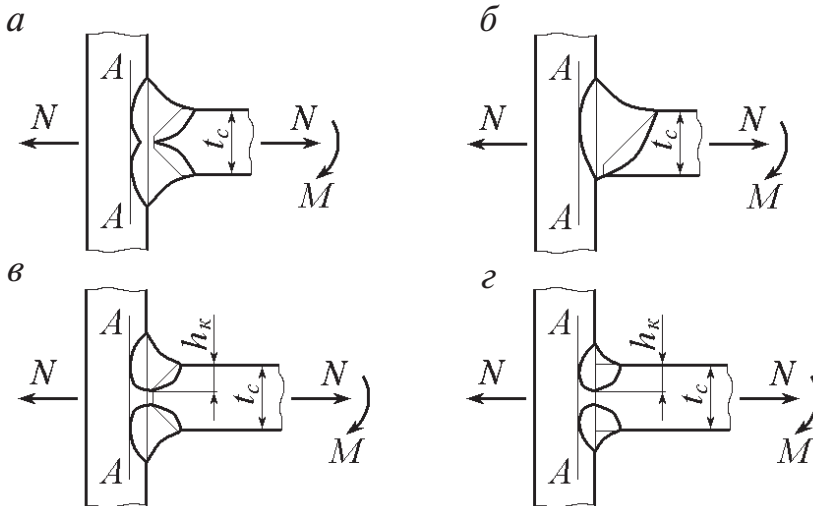


Рис. 3.7. Схема к расчету тавровых соединений [22]:

- а — с двухсторонней разделкой кромок с полным проваром;
- б — с односторонней разделкой кромок с полным проваром;
- в — с двухсторонней разделкой кромок с неполным проваром;
- г — без разделки кромок с неполным проваром

При неполном проваре (рис. 3.7, в, г) швы проверяют с учетом условной толщины t_y :

$$\text{— по металлу шва} \quad \frac{N}{t_{yf} \cdot l_w} \leq R_{wy} \cdot \gamma_0; \quad (3.12)$$

$$\text{— по границе сплавления} \quad \frac{N}{t_{yz} \cdot l_w} \leq R_{wz} \cdot \gamma_0, \quad (3.13)$$

где h_k — глубина разделки кромок (см. рис. 3.7, в) или проварки (см. рис. 3.7, г);

$$t_{yf} = 2,6h_k, \quad t_{yz} = 2,8h_k. \quad (3.14)$$

Дополнительно проверяются соединения по основному металлу в сечении $A-A$, перпендикулярном к направлению силы N :

$$\frac{N}{t_y \cdot l_w} \leq R_{th} \cdot \gamma_0, \quad (3.15)$$

где R_{th} — расчетное сопротивление растяжению основного металла в направлении толщины проката (см. табл. 2.7).

Условная толщина:

$$t_y = 1,3t_C \text{ — для схемы рис. 3.7, а;}$$

$$t_y = 1,15t_C \text{ — для схемы рис. 3.7, б;}$$

$$t_y = 2(h_k + 0,25t_C) \text{ — для схемы рис. 3.7, в;}$$

$$t_y = 2,8\beta_f k_t \text{ — для схемы рис. 3.7, г.}$$

3.2.6. Нахлесточные соединения

Конструктивные исполнения

Конструктивные исполнения нахлесточных соединений по ГОСТ 5264–80 показаны на рис. 3.8. При $S = 5...10$ мм для шва Н1 $l_1 = 8...40$ мм; для соединения Н2 при $S = 10...29$ мм $l_2 = 12...100$ мм; при $S = 30...60$ мм $B_2 = 30...240$ мм.

Характер распределения напряжений и пример расчетной схема при действии момента M в плоскости указанных соединений приведены на рис. 3.9 и 3.10.

3.2.7. Угловые соединения

В угловых соединениях (рис. 3.11) типов У4... У10 по ГОСТ 5264–80 швы, как правило, являются связующими, поэтому их расчет на прочность обычно не производится.

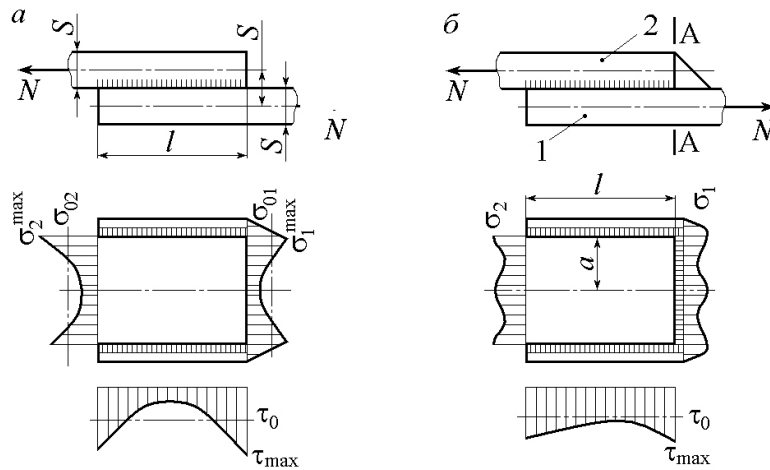


Рис. 3.8. Типы нахлесточных соединений по ГОСТ 5264—80:
а — швы Н1; б — швы Н2

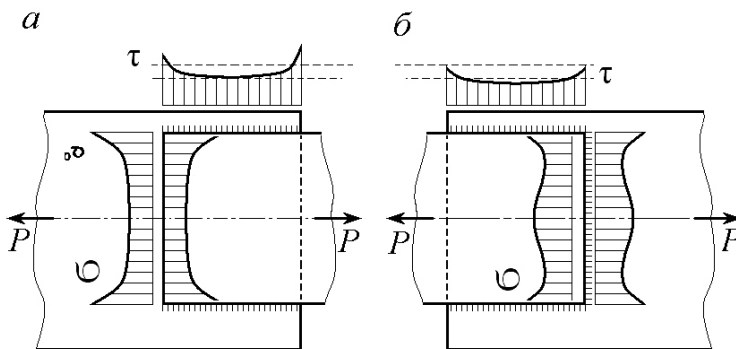
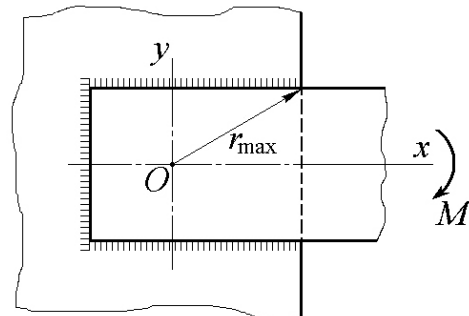


Рис. 3.9. Соединение типа Н1 и характер распределения напряжений:
а — при использовании только фланговых швов;
б — использовании фланговых и лобового швов

Рис. 3.10. Расчетная схема при действии момента в плоскости соединения



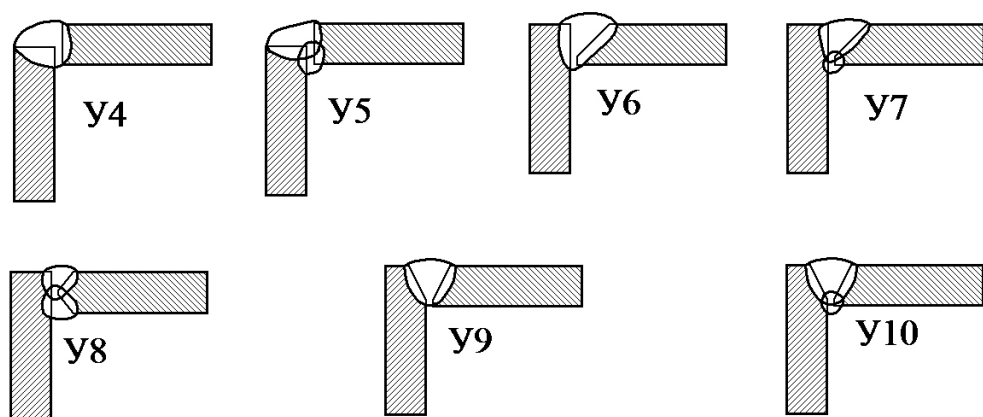


Рис. 3.11. Формы поперечных сечений сварных швов угловых соединений по ГОСТ 5264–80

3.2.8. Электрозаклепки

Данный вид соединения нормативно-технической документацией не регламентируется. Электрозаклепки используются, как правило, при выполнении ремонтных работ, когда требуется обеспечить соединение внахлестку по всей поверхности соприкосновения. Схема установки электрозаклепки показана на рис. 3.12.

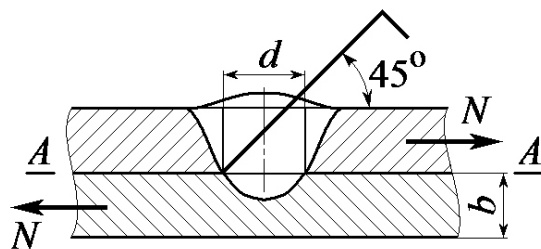


Рис. 3.12. Схема электрозаклепки

Диаметр отверстия d в накладке должен обеспечивать введение электрода под углом 45° . Отверстие заполняется, как правило, многопроходным швом.

Электрозаклепка работает аналогично заклепкам или «чистым» болтам в срезных соединениях — на срез по сечению $A-A$ контакта соединяемых элементов. Расчет производится на срез по площади в этом сечении.

Каждая электрозаклепка создает вокруг себя зону концентрации с величиной эффективного коэффициента 2,5...3,0, что необходимо учитывать при расчетах на выносливость. Проверка прочности производится по формуле:

$$\tau_{\max} = \tau_0 k_{\tau} = \frac{4N}{\pi d^2} \left(0,38 - 0,62 \frac{b}{d} \right), \quad (3.16)$$

где N — усилие на одну электрозаклепку.

3.3. Срезные, фрикционные, фрикционно-срезные соединения на заклепках и болтах

3.3.1. Общая характеристика соединений

Соединения предназначены для восприятия нагрузок, действующих в плоскости соприкосновения объединяемых элементов.

Срезные соединения выполняются с помощью заклепок или болтов повышенной точности. Внешние нагрузки воспринимаются вследствие сопротивления заклепок или болтов срезу и соединяемых элементов смятию.

Деформативность соединения Δ определяется как разность между полными деформациями соединения $\Delta_{\text{полн}}$ и упругими деформациями $\Delta_{\text{упр}}$: $\Delta = \Delta_{\text{полн}} - \Delta_{\text{упр}}$.

Выбор типа и параметров соединений определяется особенностями условий работы конструкций. Общие рекомендации приведенный в СНиП II–23–83*, РД 24.090.97–98 и в нормах расчета и проектирования конкретных типов кранов.

3.3.2. Типы и материалы заклепок и болтов

Заклепки

В крановых металлоконструкциях используются преимущественно заклепки с полукруглой головкой по ГОСТ 10299–80. В соединениях металлоконструкций из углеродистой стали применяются заклепки из сталей марок Ст2 и Ст3, в конструкциях из низколегированных сталей — заклепки из стали 09 Г2.

Болты

Применяются болты с шестигранной головкой класса точности В по ГОСТ 7798–70, класса точности А по ГОСТ 7805–70, болты высокопрочные класса точности В по ГОСТ 22353–77, по техническим условиям ГОСТ 22356–77, гайки шестигранные класса точности В по ГОСТ 5915–70, гайки шестигранные класса точности А по ГОСТ 5929–70, шайбы круглые по ГОСТ 11311–78*.

Материалы болтов и гаек

Для металлоконструкций из малоуглеродистой стали применяют сталь 20 (ГОСТ 1050–88), для ответственных тяжело нагруженных конструкций — стали 35, 40, 45 (ГОСТ 1050–88) и 40Х (ГОСТ 4543–71*).

Для металлоконструкций из низколегированных сталей используются стали 35, 40 (ГОСТ 1050–88), 09 Г2, 14 Г2, 15ХСНД (ГОСТ 19281–89). Высокопрочные болты и гайки изготавливаются из стали 40Х, 38ХГН, 20Х2НМТРБПВ (ТУ 14–4–1414–87).

Болты и гайки изготавливаются с гарантированными механическими характеристиками, соответствующими классу прочности. Обозначение класса прочности выбито на головке болта: 4.6, 5.6, 6.6, 4.8, 5.8, 8.8, 10.9 и высокопрочные. Цифры обозначения класса прочности: первая — временное сопротивление $\sigma_B \cdot 10^2$, МПа; произведение цифр — предел текучести $\sigma_T \cdot 10^1$, МПа.

Например, для класса прочности 5.6:

$$\sigma_B = 5 \cdot 10^2 = 500 \text{ МПа};$$

$$\sigma_T = 5 \cdot 6 \cdot 10^1 = 300 \text{ МПа}.$$

У высокопрочных болтов на головке выбито одно число обозначения класса прочности: 110 ($\sigma_B = 11000$ МПа) или 140 ($\sigma_B = 11000$ МПа).

Для металлоконструкций грузоподъемных кранов рекомендуется применять болты и гайки классов прочности 5.8, 8.8, 10.9, 110, 140 [20–22].

3.3.3. Срезные соединения

В срезных соединениях в качестве соединяющих элементов используются заклепки или болты повышенной точности для отверстий из под развертки. Работа элементов соединения одна и та же. Заклепки и болты работают на срез по линии соединения элементов, а сами элементы работают на смятие по зонам контакта с заклепками и болтами.

Заклепки

Схемы установки отдельной заклепки и отдельного болта показаны на рис. 3.13.

При выполнении работ соединяемые элементы собираются в пакет и в них просверливается или продавливается отверстие с последующей обработкой разверткой.

В металлоконструкциях используются, как правило, заклепки с полукруглой головкой.

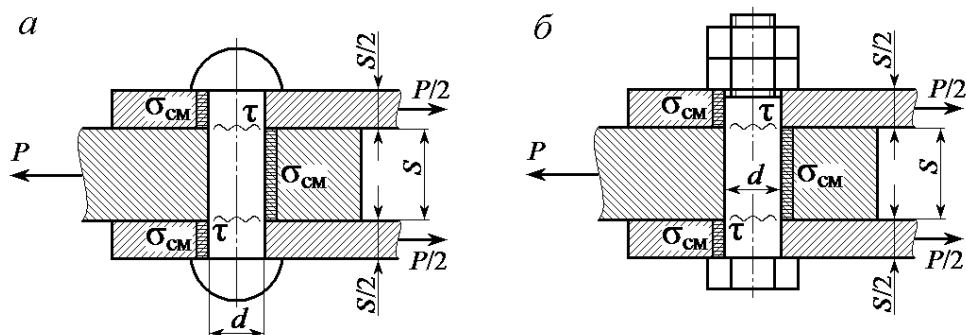


Рис. 3.13. Установка элементов срезных соединений:

а — заклепки; б — «чистого» болта

Заклепка (рис. 3.13, а) вставляется в отверстие с зазором, затем, при расклепывании, тело заклепки «оседает» и плотно заполняет отверстие. Для того чтобы тело заклепки не потеряло устойчивости при расклепывании, толщина пакета должна быть не более 5 диаметров заклепки.

Соединение должно быть симметричным, исключая работу головки на отрыв.

В этом случае тело заклепки работает на срез по плоскости соединения элементов и на смятие в зоне контакта с элементами.

При проектировании заклепочных соединений обычно полагают, что несущая способность заклепок должна быть не выше, чем несущая способность элементов конструкции.

В связи с этим материал заклепок для конструкции из стали Ст3 обычно Ст2, Ст3, для конструкций из легированных сталей — Ст3, 09Г2.

Контроль состояния соединения осуществляется визуально и отстукиванием молотком. Головки заклепок не должны иметь внешних дефектов (зарубин, трещин, волосовин) и должны плотно прилегать к поверхности элемента. Внешними признаками ослабления посадки заклепок в отверстиях могут являться потеки ржавчины из-под головок и смещение элементов пакета от первоначально положения. Плотность посадки проверяется отстукиванием молотком.

В соединении концентраторами напряжений являются отверстия. Величины коэффициентов концентрации для углеродистой стали — 1,6, для низколегированной стали — 2,0. В элементе соединения усталостная трещина может начать развиваться от отверстия с выходом на кромку и только после этого быть обнаружена. Такой элемент является *неремонтопригодным* и подлежит замене.

Дефектные заклепки заменяются болтами повышенной точности по ГОСТ 7817–80 или высокопрочными болтами по ГОСТ 22353–77. Порядок ремонта регламентирован [17].

Удаление дефектных заклепок должно производиться без повреждения металлоконструкции либо путем разрезки головки и последующего удаления с помощью выбивания, либо высверливанием.

Болты повышенной точности устанавливаются в отверстия по посадке. Схема установки болта показана на рис. 13, б. При изготовлении соединения элементы также собираются в пакет, отверстия просверливаются или продавливаются с последующей обработкой разверткой. Тело болта работает аналогично телу заклепки, т. е. на срез. Затяжка болта не контролируется, но должна обеспечивать плотное соприкосновение элементов.

Тело болта нагружается растягивающим усилием, поэтому потеря устойчивости исключается и, следовательно, толщина пакета не лимитируется.

При ремонте заклепочных соединений после удаления заклепки проверяется состояние отверстия. В результате сдвиговых деформаций элементов в отверстии, как правило, обнаруживаются дефекты: чернота, овальность, косина и др. Поэтому при замене заклепки на «чистый» болт отверстие рассверливается на больший диаметр и обрабатывается разверткой. Это может привести к ослаблению соединяемых элементов, и поэтому требует выполнения проверочных расчетов.

Дефектные заклепки заменяются на равное количество «чистых» болтов.

Дефекты соединений на «чистых» болтах в принципе те же самые, что и у заклепочных. При диагностике технического состояния внешние признаки дефектов те же самые. При отстукивании болта, если обнаружена его неплотная посадка, необходимо извлечь болт и проверить его состояние и состояние отверстия.

Болты повышенной точности целесообразно использовать лишь в тех случаях, когда требуется точная взаимная фиксация соединяемых элементов.

3.3.4. Фрикционные и фрикционно-срезные соединения

В фрикционных соединениях усилия между элементами передаются за счет сил трения. Схема установки болта и характер взаимодействия между элементами приведены на рис. 3.14.

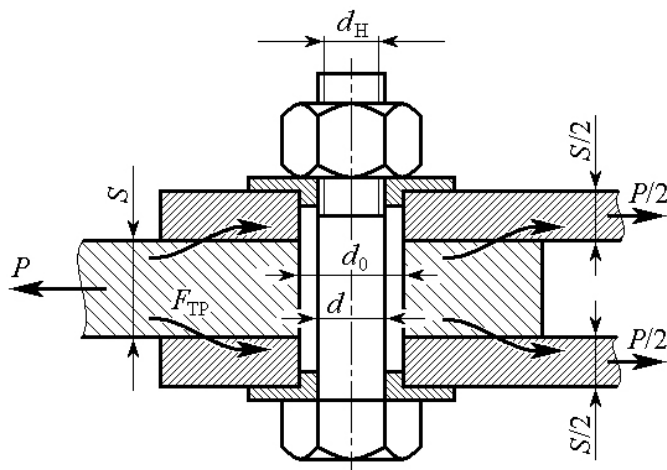


Рис. 3.14. Соединение с помощью высокопрочных болтов

Болт устанавливается в отверстие с зазором 2...3 мм на диаметр. Для исключения контакта тела болта с соединяемыми элементами под головку болта и под гайку закладываются центрирующие шайбы. Внешняя нагрузка передается за счет сил трения между элементами. Величина силы трения, передаваемая одним болтом, равна:

$$F_{\text{ТР}} = n \mu P_3, \quad (3.17)$$

где n — число поверхностей трения; μ — коэффициент трения между элементами; P_3 — усилие затяжки болта.

Болт работает на чистое растяжение. Обычно величина усилия до-тяжки не должна превышать 70 % прочности болта,

т. е.
$$P_3 = 0,7 \sigma_{\text{в}} \frac{\pi d^2}{4}. \quad (3.18)$$

Затяжка контролируется при помощи динамометрического инстру-мента.

Порядок монтажа регламентирован в [17]. Соединяемые поверхно-сти должны быть тщательно очищены от окалины, смазки, коррозии и отрихтованы. Для повышения коэффициента трения обрабаты-ваются пескоструйным, дробеструйным, плазменным или другими мето-дами, что позволяет довести величину коэффициента μ до значений 0,5...0,6. Для снятия поверхностных эффектов обработка поверхностей должна производиться не менее, чем за 12 часов до сборки.

Монтаж должен быть произведен не более, чем через 24 часа после обработки для исключения появления на поверхностях пленки окислов.

Болты и шайбы перед их постановкой протираются насухо для удаления смазки, грязи и др. Гайки должны быть провернуты по резьбе болтов. Перед затяжкой резьба гаек смазывается минеральным маслом; резьбу болтов смазывать не допускается.

Последовательность постановки и затягивания болта разрабатывается в технологии сборки. Затягивание осуществляется в два этапа: предварительное натяжение до 80...90 % от проектного значения и последующая затяжка.

Отклонение фактического момента (усилия) закручивания не должно превышать +20 %. Недотяжка болтов не допускается.

При ремонте заклепочных соединений замена заклепок производится на удвоенное количество высокопрочных болтов для обеспечения симметричного расположения болтов относительно оси симметрии соединения присоединяемого элемента (т.е. одновременно с дефектными заклепками заменяются симметричные им недефектные заклепки).

Так как болт установлен в отверстии с зазором, допускается не рассверливать отверстия с чернотой, если болт проходит в отверстие без повреждения резьбы.

Когда соприкасающиеся поверхности невозможно очистить без полной разборки соединения, очистке подлежат лишь наружные поверхности под шайбами. Допускается очистка от старой краски и ржавчины отжигом, стальными скребками и щетками.

Контроль качества сборки производится по величине момента затяжки болтов и по величине зазоров стыкуемых элементов. Если соединение отработало достаточно длительный срок и не имеет видимых дефектов, контроль затяжки может не производиться.

Плотность стяжки пакета контролируется щупом по наружному контуру соединения. Щуп толщиной 0,3 мм не должен входить между частями пакета. Напротив установки болтов щуп толщиной 0,05 мм не должен проникать до стержня болта. В случае невыполнения указанных требований соединение следует разобрать и после рихтовки собрать вновь.

Во всех типах соединений после монтажа и ремонта стыки элементов соединения должны быть загерметизированы.

Расчет срезных и фрикционных соединений

Соединения всегда являются групповыми. Схемы размещения заклепок (болтов) в соединении показаны на рис. 3.15.

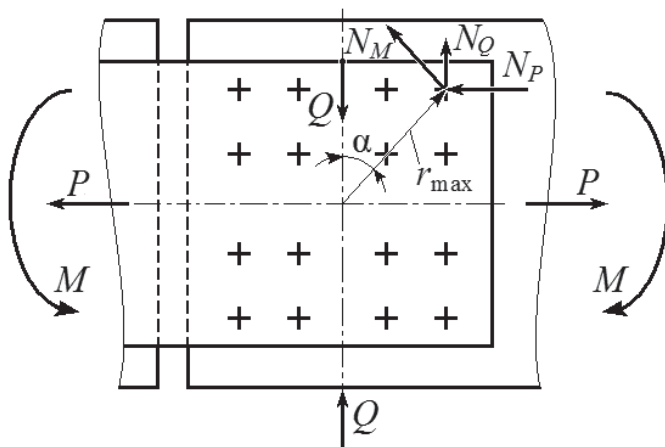


Рис. 3.15. Схемы размещения болтов (заклепок) и распределение нагрузок по элементам

В соединениях при однорядном расположении болтов наиболее нагруженными являются крайние элементы, воспринимающие 75...80 % нагрузки [5]. В связи с этим в таких соединениях нецелесообразно применять более 4 болтов (заклепок). В соединении, показанном на рис. 3.15, нагрузки от продольной силы N (и поперечной силы Q) распределяются по болтам практически равномерно, а от действия момента M наибольшую нагрузку воспринимают болты, наиболее удаленные от центра соединения.

Рекомендации по размещению болтов приведены в [22 и др.] При действии нагрузок от продольных P и поперечных Q сил усилие на один болт (см. рис. 3.15):

$$N_P = \frac{P}{i}, \quad N_Q = \frac{Q}{i}, \quad (3.19)$$

где i — число в соединении болтов, воспринимающих нагрузку.

При действии момента в плоскости соединения (рис. 3.15) максимальное усилие на один болт пропорционально расстоянию от центра тяжести соединения до крайнего болта:

$$N_{M \max} = \frac{Mr_{\max}}{\Sigma r_i}, \quad (3.20)$$

где r_i — расстояние до каждого болта.

Суммарная нагрузка на болт определяется геометрическим суммированием:

$$N_{\max} = \sqrt{(N_P + N_{M \max} \cos \alpha)^2 + N_Q^2}. \quad (3.21)$$

При конструировании соединения проверка прочности болтов (заклепок) на срез осуществляется для наиболее нагруженного элемента.

Наибольшее усилие, которое может быть воспринято одним болтом, определяется по формулам [22]:

при расчете болтов (заклепок) на срез:

$$N_{bs} \leq R_{bs} \gamma_{b1} A k, \quad (3.22)$$

при расчете элементов конструкции на смятие:

$$N_{bp} \leq R_{bp} \gamma_{b1} \gamma_{b2} \gamma(t) d. \quad (3.23)$$

В этих выражениях:

R_{bs} — расчетное сопротивление материала болтов на срез (формулы для расчета приведены в табл. 3.7, величины расчетных сопротивлений — в табл. 3.8);

R_{bp} — расчетное сопротивление материала соединяемых элементов при смятии (формулы для определения R_{bp} приведены в табл. 3.9);

γ_{b1} — коэффициент условий работы, учитывающий неодновременность включения болтов в работу, для многоболтовых соединений принимают $\gamma_{b1} = 0,9$;

A — расчетная площадь сечения тела болта;

k — число расчетных срезов одного болта. Для срезных болтов при односрезной конструкции $k = 1,0$; при двухсрезной конструкции $k = 2,0$.

γ_{b2} — коэффициент условий работы, учитывающий расстояния вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия и между центрами отверстий (при $1,5d \leq a \leq 3d$ $\gamma_{b2} = 0,25 \frac{a}{d} + 0,5$; при $a \geq 3d$

$\gamma_{b2} = 1,25$);

$\gamma(t)$ — коэффициент, учитывающий толщину соединяемых элементов (при суммарной толщине элементов, соединяемых в одном направлении $t \leq 2,0$ см, $\gamma(t)=t$, при $t \geq 3,0$ см $\gamma(t)=2,5$);

d — номинальный наружный диаметр стержня болта.

Таблица 3.7

Формулы для определения расчетного сопротивления болтов

Напряженное состояние	Условное обозначение	Классы прочности болтов			
		4.6, 5.6	4.8	8.8	10.9 и высокопрочные
Срез	R_{bs}	$0,38 R_{бип}$	$0,4 R_{бип}$	$0,4 R_{бип}$	$0,4 R_{бип}$
Растяжение	R_{bh}	$0,42 R_{бип}$	$0,4 R_{бип}$	$0,5 R_{бип}$	$0,7 R_{бип}$

Прим.: $R_{бип}$ — нормативное сопротивление стали болтов, принимаемое равным временному сопротивлению по государственным стандартам и техническим условиям на болты.

Таблица 3.8

Значения расчетных сопротивлений болтов, МПа [22]

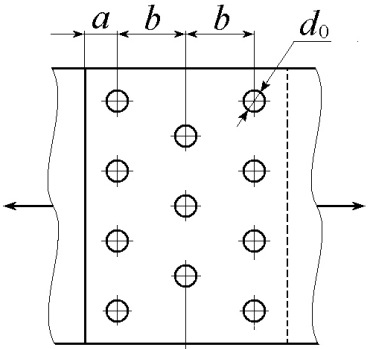
Напряженное тояние	Классы прочности болтов по ГОСТ 1759.4—87							
	4.6	5.6	6.6	4.8	5.8	8.8	10.9	Высоко- прочные
Срез, R_{bs}	150	190	230	160	200	320	400	440
Растяжение, R_{bh}	170	210	250	160	200	400	700	770

В фрикционных соединениях высокопрочные болты работают на чистое растяжение. Прочность болта обеспечивается при выполнении условия (3.18).

При проверке *усталостной прочности* соединений для определения предела неограниченной выносливости величины эффективных коэффициентов концентрации для основного металла в сечении у крепления составляют: для малоуглеродистой стали $k = 1,4$, для низколегированной $k = 1,6$ при двухсрезных болтах (заклепках) всех видов. Для высокопрочных болтов $k = 1,0$, т. к. они воспринимают только постоянное растягивающее усилие.

Таблица 3.9

Формулы для определения расчетного сопротивления R_{bp} смятию [22]

		a — расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия; d_0 — диаметр отверстия для болта; $R_{ип}$ — нормативное сопротивление стали соединяемых элементов разрыву σ_B . Если соединяемые элементы (в том числе накладки) выполнены из сталей разных марок, следует принимать наименьшее из значений временного сопротивления		
Вид конструкции, условия нагружения		Расстояние установки болтов		
		$a > 3d_0$	$2d_0 \leq a \leq 3d_0$	$1,5d_0 \leq a \leq 2d_0$
Вспомогательные конструкции		$1,58 R_{ип}$	$1,48 R_{ип}$	$1,17 R_{ип}$
Расчетные конструкции	При нагрузке одного направления	$1,48 R_{ип}$	$1,48 R_{ип}$	$1,17 R_{ип}$
	При переменной нагрузке, с превалированием одного направления	$0,94 R_{ип}$	$0,94 R_{ип}$	$0,94 R_{ип}$
	При переменной нагрузке, с примерно одинаковой нагрузкой в различных направлениях*	$1,0 R_{ип}$	$1,0 R_{ип}$	$1,0 R_{ип}$

* только для болтов по ГОСТ 7817 (болты для отверстий из-под развертки)

3.4. Фланцевые соединения

Вариант схемы фланцевого соединения и его нагружения показан на рис. 3.16. Считается целесообразным разгрузить болты от действия сдвигающей нагрузки T за счет специальных конструктивных элементов (штифты, закладные элементы и др.). В этом случае болты будут нагружаться только растягивающей нагрузкой P и моментом M и, следовательно, работать на чистое растяжение.

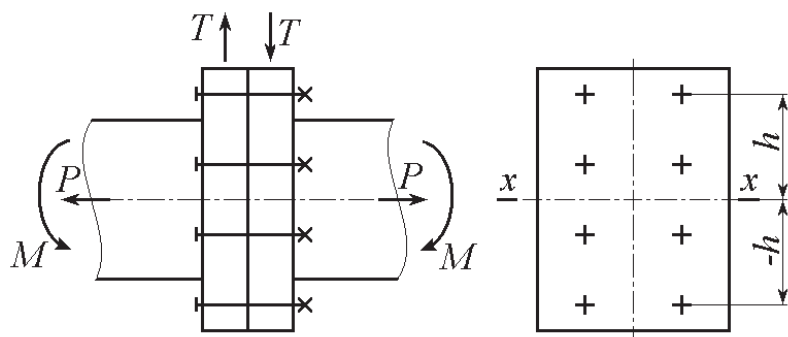


Рис. 3.16. Вариант к расчету фланцевого стыка

Рекомендуемые соотношения элементов соединительного фланца показаны на рисунках 3.17 и 3.18 [11, 22 и др.].

Рис. 3.17. Рекомендуемые соотношения элементов соединительного фланца

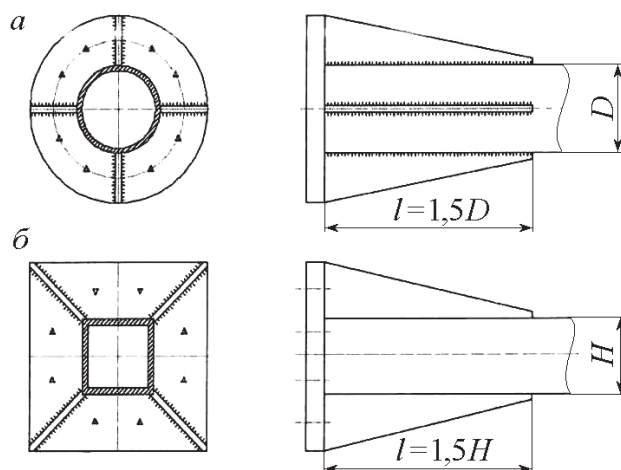
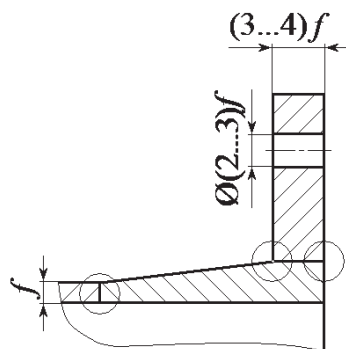


Рис. 3.18. Конструкции фланцев по рекомендациям [9, 15, 18, 20]

Поверхности фланцев должны быть механически обработаны. Конструкции фланцев с приваренными ребрами (рис. 3.18) могут быть использованы для режимных групп А1... А5, для конструкций режимных групп А6... А7 рекомендуется выполнение фланцев по схеме на рис. 3.17.

Расчет фланцевого соединения обычно выполняется из условий предотвращения раскрытия стыка. При этом должно быть обеспечено условие [5, 22]:

$$\left(\sum_{i=1}^{i=n} \frac{P_i}{A_{\Phi}}\right) \gamma_c \gamma_{\Phi} k_n \geq \frac{P}{A_{\Phi}} + \frac{M}{W_{\Phi}}, \quad (3.24)$$

где $P_i = R_{bh} \cdot A_{bh}$ — предварительное натяжение болта; A_{Φ} — площадь поверхности стыка; W_{Φ} — момент сопротивления площади поверхности относительно ее нейтральной оси $x-x$; n — число болтов стыка; γ_{Φ} — коэффициент условий работы, назначаемый в зависимости от группы режима работы, при механической обработке фланцев и контролируемой затяжке для групп режима работы А1... А5 $\gamma_{\Phi} = 0,8$, при А6... А7 $\gamma_{\Phi} = 0,6$, при группе А8 $\gamma_{\Phi} = 0,5$; k_n — коэффициент, учитывающий количество болтов в стыке, при $n \leq 8$, $k_n = 0,8$, при $9 \leq n \leq 20$ $k_n = 0,9$, при $n > 20$ $k_n = 1,0$; P — растягивающее усилие, перпендикулярное плоскости разъема стыка и проходящее через центр тяжести поверхности фланца; M — момент относительно оси $x-x$ поверхности стыка.

Несколько иная методика расчета приведена в [19].

Расчетная схема нагружения показана на рис. 3.19.

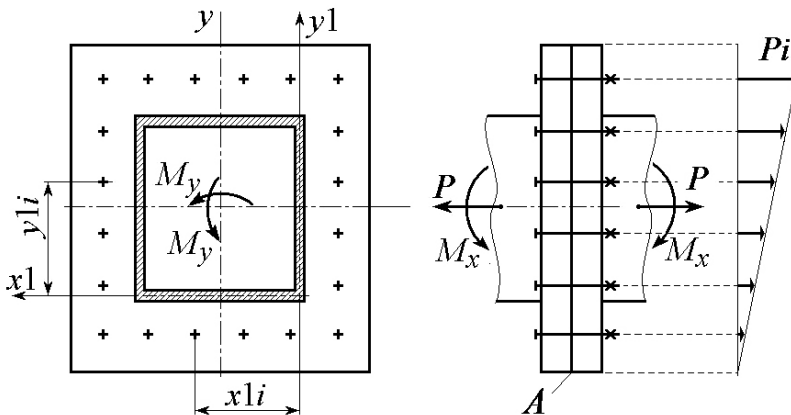


Рис. 3.19. Расчетная схема и распределение усилий по болтам

При действии внешних нагрузок (рис. 3.19) стык стремится раскрыться, поворачиваясь относительно точки *A*. Величина усилий на болты от действия момента пропорциональна их расстояниям от этой точки. Момент на фланец передается по контуру соединяемых элементов.

Расчетные напряжения от внешней нагрузки:

$$\sigma_H = (2,7 \div 3,0) \left(\frac{P}{\sum F_B} + \frac{M_y x_{li}}{J_{y1}} + \frac{M_x y_{li}}{J_{x1}} \right), \quad (3.25)$$

где P — продольное усилие; M_y — момент относительно оси y – y ; M_x — момент относительно оси x – x ; F_B — расчетная площадь поперечного сечения одного болта; J_{y1} — момент инерции площадей поперечных сечений болтов относительно вспомогательной оси $y1$: $J_{y1} = \sum F_B x_{li}^2$; J_{x1} — то же относительно вспомогательной оси $x1$: $J_{x1} = \sum F_B y_{li}^2$.

Для исключения раскрытия стыка усилие затяжки болтов должно быть в 1,3...1,5 раза больше, чем раскрывающие нагрузки. Следовательно, напряжения от предварительного натяжения $\sigma_3 = (1,3 \div 1,5) \sigma_H$.

Для обеспечения прочности болтов:

$$(\sigma_3 + \sigma_H) F_B \leq R_{bh}, \quad (3.26)$$

где
$$R_{bh} = 0,7 \sigma_B F \quad (3.27)$$

Контроль качества сборки фланцевого соединения осуществляется так же, как и фрикционного: по усилию затяжки и по плотности стягивания фланцев.

Допустимое отклонение усилия затяжки от проектного не должно превышать $-20 \dots +5 \%$, т. е. перетяжка болтов не допустима.

После сборки и контроля стык должен быть загерметизирован.

3.5. Шарнирные соединения

Конструктивные схемы шарнирных соединений изображены на рис. 3.20. На этом же рисунке показан и характер распределения давлений в отверстиях проушин.

Проушины рассчитываются на смятие и разрыв [22].

Проверку на смятие симметрично нагруженных соединений (рис 3.20, а) производят по формулам:

$$\text{центральная проушина} \quad \frac{P}{db_1} \leq R_{lp} k_y, \quad (3.28)$$

$$\text{боковые проушины} \quad \frac{P}{2db_2} \leq R_{lp} k_y, \quad (3.29)$$

где d — диаметр оси; b_1, b_2 — расчетная ширина щек (при отсутствии фасок $b_1 = t_1, b_2 = t_2$); R_{lp} — расчетное сопротивление смятию по меньшей прочностной характеристике сопрягаемых элементов; k_y — коэффициент условий работы, в зависимости от степени подвижности соединения (см. табл. 3.10).

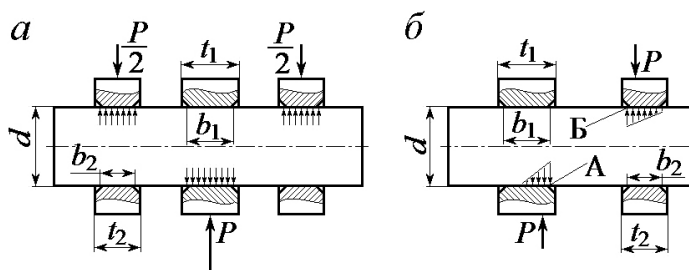


Рис. 3.20. Конструктивные схемы шарнирных соединений

Таблица 3.10

Коэффициенты условий работы шарнирных соединений

Характеристика степени подвижности соединения	Пример соединения	k_y
Взаимный поворот элементов исключен	Подсоединение опорных стоек козлового крана к мосту в непосредственной близости от жестких болтовых фланцев	2,0
Возможен ограниченный поворот элементов	Соединение поясов решетчатых мостов	1,5
Ограниченный нерегулярный поворот	Соединения разрезных балок	1,0
Ограниченный регулярный поворот	Подпятники стрел стреловых кранов	0,8

Проверку на смятие элементов консольно нагруженных соединений (рис. 3.20, б) производят по формулам:

$$\text{элемент 1 в точке А: } \frac{P}{db_1} k_1 \leq R_{\text{п}} k_y, \quad (3.30)$$

$$\text{элемент 2 в точке Б: } \frac{P}{db_2} k_2 \leq R_{\text{п}} k_y, \quad (3.31)$$

$$k_1 = 4 + \frac{b_2}{b_1}, \quad k_2 = \frac{2b_2}{d}. \quad (3.32)$$

При $\frac{b_2}{d} \leq 0,5$ и $b_1 > d$ $k_2 = 1,0$.

Проверку проушин на разрыв при действии статической нагрузки при вариантах конструкций по рис. 3.21 производят по формуле:

$$\frac{P}{2btk_{\sigma}} < \gamma_c R_u, \quad (3.33)$$

где t — толщина проушины; b — расчетная ширина проушины; k_{σ} — корректирующий коэффициент

$$k_{\sigma} = 0,48 + 0,45 \frac{a}{b} - 0,075 \frac{B}{d}; \quad (3.34)$$

B — ширина пластины.

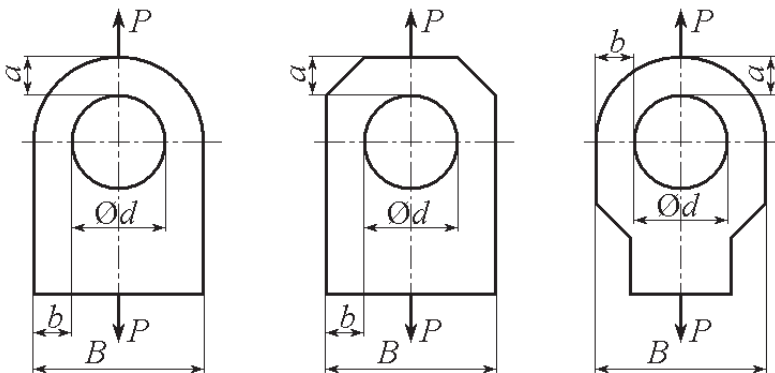


Рис. 3.21. Схемы к расчету проушин на разрыв

Расчет оси производят на изгиб и срез по расчетной схеме (рис. 3.22).

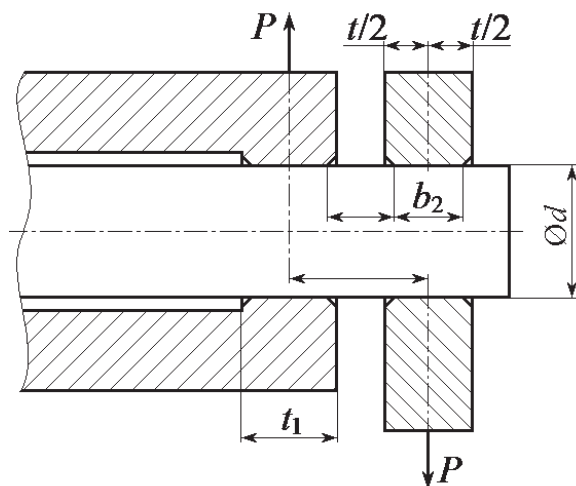


Рис. 3.22. Схема к расчету оси на изгиб и срез

Основным дефектом шарнирных соединений является износ проушин в результате смятия и износа. При зазорах в проушинах во время работы крана возникают удары, которые неблагоприятно сказываются на нагружение конструкции, в связи с этим износ проушин достаточно жестко лимитируется (см. например, РД 10–112).

3.6. Замена вида соединений

В практике приходится встречаться с вопросом о замене одного вида соединений на другое, например, заклепочного или болтового на сварное.

В соответствии с требованиями ФНП «Правила безопасности опасных производственных объектов, на которых используются подъемные сооружения» [14] совместная работа в соединениях заклепок (или болтов) и сварных швов не допускается. В связи с этим при реконструкции требуется полная замена соединяющих элементов.

Условием замены является требование: несущая способность планируемого соединения должна быть не меньше, чем несущая способность заменяемого соединения. Это не требует определения фактической величины нагрузки на соединение, нужно только сравнение их несущей способности.

4. Нагрузки металлоконструкций мостовых кранов

4.1. Нормативные и расчетные нагрузки

Нормативные величины нагрузок принимаются на основании технического задания, в случае неполноты исходных данных нагрузки — на основании спецификаций по аналогии с существующими конструкциями или на основании литературных данных.

Расчетные нагрузки назначаются с учетом возможного отклонения (как правило, в сторону увеличения) фактических величин от нормативных значений, т. е.

$$P_i = P_{iH} \gamma_{fi}, \quad (4.1)$$

где P_i — расчетная величина нагрузки; P_{iH} — нормативная величина нагрузки; γ_{fi} — коэффициент надежности по нагрузке.

4.2. Комбинации нагрузок

Комбинации нагрузок для мостовых кранов по рекомендации ВНИИПТМАШ [20], приведены в табл. 4.1.

Обозначения в табл. 4.1 следующие:

I — расчет на действие нормальных эксплуатационных нагрузок: работа с эквивалентными грузами (как правило, меньше номинальной грузоподъемности и с учетом распределения масс грузов по ко-

личеству циклов). Комбинация используется при расчетах на выносливость;

II — расчет на действие максимальных рабочих нагрузок. Комбинация рассматривается при проектных и проверочных расчетах на прочность и устойчивость;

III — расчет на действие нерабочих нагрузок (ураганного ветра, аварийных нагрузок и др.). Учет ветрового давления производится при пролете крана свыше 32 м.

Таблица 4.1

Комбинации нагрузок мостовых кранов общего назначения

Нормативные нагрузки		Комбинации расчетных нагрузок						
Виды нагрузок	Обозначения	I А	I Б	II А	II Б	II В	II Г	III
Вес металлической конструкции крана с учетом коэффициента толчков K_T	$G_{МК}$	$G_{МК}$	$K_M K_Q G_M$	$\gamma_M G_{МК}$	$\gamma_M K_T G_{МК}$	$\gamma_M G_{МК}$	—	$G_{МК}$
Вес оборудования на конструкции	G_i	$\gamma_G G_i$	$\gamma_G G_i$	$\gamma_G G_i$	$\gamma_G G_i$	$\gamma_G G_i$	—	G_i
Вес тележки	G_T	G_T	G_T	$\gamma_T G_T$	$\gamma_T G_T$	$\gamma_T G_T$	G_T	G_T
Вес груза G_T , включая грузозахват, с учетом динамических коэффициентов ψ_I и ψ_{II}	G_T	$\psi_I \gamma_T G_T$	$\gamma_T G_T$	$\psi_{II} \gamma_T G_T$	$\gamma_T G_T$	$\gamma_T G_T$	G_H	—
Горизонтальные силы инерции	$P_{и}$	—	$P_{и}$	—	$P_{и}$	—	—	—
Сила перекоса при движении крана	$P_{пер}$	—	—	—	—	$P_{пер}$	—	—
Давление ветра	$P_{вет}$	—	—	$P_{вет}$	$P_{вет}$	—	—	$P_{вет}$

Буквы А, Б, В, Г означают комбинации при различных сочетаниях работы механизмов крана:

А — кран и тележка неподвижны, производится ускоренный подъем (или торможение при опускании) груза. Комбинация нагрузок применяется для проектного или проверочного расчета главных балок моста в средней части пролета;

Б — разгон (торможение) крана при расположении тележки с грузом в середине пролета при совместном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок;

В — движение крана при расположении тележки с грузом у концевой балки. Комбинация используется для проверки прочности опорного сечения пролетной балки, прочности концевой балки и прочности узла сопряжения балок при совместном действии вертикальных нагрузок и горизонтальной силы перекоса;

Г — положение тележки с номинальным грузом в средней части пролета. Комбинация используется для проектного и проверочного расчета статической жесткости крана в вертикальной плоскости, в том числе и при действии испытательного груза. В последнем случае расчеты проводятся на действие испытательного груза $G_{исп}$. По правилам Гостехнадзора [4] $G_{исп} = 1,25G_H$.

4.3. Вертикальные нагрузки

4.3.1. Собственный вес пролетной части моста

Для режимных групп А4, А5 [2, 11, 13] на рис. 4.1 приведены усредненные графики веса пролетной части двухбалочного моста без веса концевых балок, веса приводов механизмов передвижения и кабины.

Вес пролетных частей кранов режимных групп А1... А3 меньше на 10...15 %, а режимных групп А6... А8 больше на 10...15 %. При использовании балок с вырезами в стенках вес может быть снижен на 10...15 %, а при одностенчатых балках на 20...30 %.

При использовании легированных сталей вес снижается на 10...20 %.

Следует иметь в виду, что вес нерасчетных элементов (площадок обслуживания, кронштейнов и фундаментов механизмов и т. п.) может составлять 30...60 % от общего веса пролетной части моста. Вес решетчатых мостов малых пролетов (до 16 м) практически тот же, что

и коробчатых: при бóльших пролетах решетчатые мосты легче коробчатых на 10...40 % (бóльшие значения для малой грузоподъемности), однобалочные мосты легче двухбалочных на 20...40 %.

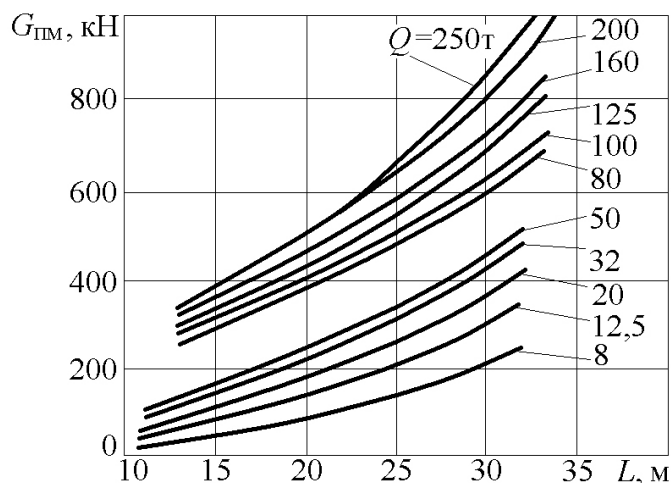


Рис. 4.1. Вес пролетных частей двухбалочных кранов режимных групп А4, А5

4.3.2. Сосредоточенные неподвижные нагрузки

Сосредоточенными неподвижными нагрузками являются кабина машиниста и приводные узлы механизма передвижения крана.

Вес кабины зависит от ее типа и может приниматься при открытой кабине 8...10 кН, при закрытой кабине с электрооборудованием и кондиционером — 12...16 кН. В соответствии с требованиями Ростехнадзора [14], внутренняя высота кабины должна быть не менее 2000 мм, ширина — 900...2000 мм, длина — 1500...3000 мм. Расстояние от задней стенки кабины до оси подкранового рельса должно быть не менее 1000 мм.

Коэффициент надежности по нагрузке для веса кабин рекомендуется в пределах $\gamma = 1,1...1,2$. Вес привода механизма движения крана и координаты его центра тяжести принимаются по чертежам и спецификациям. Типовые параметры приводов механизмов передвижения приведены в табл. 8.1 [1, 24]. В случае отсутствия данных можно пользоваться усредненными данными. В среднем для кранов режимных групп А4, А5 при грузоподъемности $Q = 5,0...12,5$ т вес приво-

да $G_{\text{пр}} = 3...4$ кН, при $Q = 20...50$ т $G_{\text{пр}} = 5...7$ кН, при $Q = 80...320$ т $G_{\text{пр}} = 8...16$ кН.

Коэффициент надежности по нагрузке для веса приводов может приниматься $\gamma = 1,1...1,2$.

4.3.3. Сосредоточенные подвижные нагрузки

Сосредоточенные подвижные нагрузки воздействуют на пролетные балки моста в виде давлений колес тележки от ее собственного веса и веса груза с учетом вертикальных динамических нагрузок.

В выполненных конструкциях [1, 24] тележки кранов грузоподъемностью до 200 т имеют обычно четыре ходовых колеса, при большей грузоподъемности — восемь колес. Распределение давлений на колеса принимается по данным компоновки тележки или по техническому заданию на проектирование.

Вес тележки принимается по чертежам, спецификациям или по техническому заданию. В случае отсутствия данных при заданной грузоподъемности крана (Q , т) ориентировочный вес тележки (G_T , кН) может быть принят для режимных групп А4, А5 следующим [1, 24]:

Q , т	5	8	12,5	12,5/3,2	20/5	32/8	50/12,5
$G_{\text{ТН}}$, кН	15	25	35	50	70	90	130
Q , т	80/20	100/20	125/20	160/20	200/32	250/32	320/32
$G_{\text{ТН}}$, кН	380	420	440	650	700	780	1150

Для режимных групп А2, А3 вес тележки можно принять на 10...15 % меньше, а для режимных групп А6, А7 — на 10...15 % больше.

Коэффициент надежности по нагрузке для веса тележки рекомендуется $\gamma = 1,1...1,2$.

Аналогичные данные приведены в ГОСТ 25711–81 для кранов грузоподъемностью от 5 до 50 т и ГОСТ 6711–81 для кранов грузоподъемностью от 80 до 500 т.

Вес груза. Расчетный вес груза определяется по формуле

$$G_Q = G_{QH} \cdot \gamma_Q, \quad (4.2)$$

где G_{QH} — номинальный вес груза; γ_Q — коэффициент надежности по нагрузке для веса груза, принимаемый по табл. 4.2.

Таблица 4.2

Коэффициент γ_Q [13, 18]

Грузоподъемность крана, т	Группы режимов работы крана по ИСО 4301/1				
	A1, A2	A3, A4	A5	A6, A7	A8
До 5	1,15	1,25	1,35	1,5	1,60
Св. 5 до 12,5	1,10	1,20	1,25	1,35	1,50
Св. 12,5 до 20	1,10	1,15	1,20	1,30	1,40
Св. 20 до 50	1,10	1,12	1,18	1,26	1,25
Св. 50 до 80	1,10	1,10	1,15	1,75	1,20
Св. 80 до 300	1,10	1,10	1,15	1,15	—
Св. 300	1,10	1,10	1,12	1,12	—

Динамические нагрузки при подъеме (торможении) груза (комбинация нагрузок I А, II А) при известных параметрах крана могут быть определены непосредственно [5, 8, 10]. На стадии предварительных расчетов динамические нагрузки можно учитывать введением в расчет коэффициента динамичности ψ ; тогда расчетный вес груза с учетом коэффициента динамичности и коэффициента надежности по нагрузке

$$G_Q = \psi \cdot G_{QH} \cdot \gamma_Q. \quad (4.3)$$

Для кранов грузоподъемностью до 50 т величина коэффициента ψ может быть определена по графикам (рис. 4.2) или аппроксимирующими их формулами [19]:

- при системе плавного регулирования скорости (1)

$$\psi = 1,05 + 0,25V;$$

- при двигателе с фазным ротором (2)

$$\psi = 1,05 + 0,70V;$$

- при двигателе с короткозамкнутым ротором (3)

$$\psi = 1,05 + V.$$

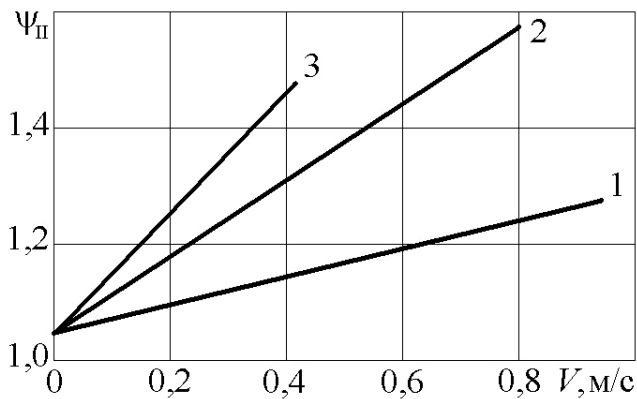


Рис. 4.2. Значения динамических коэффициентов для мостовых кранов грузоподъемностью до 50 т:

1 — с двигателями постоянного тока; 2 — асинхронными двигателями с фазным ротором; 3 — асинхронными двигателями с короткозамкнутым ротором

Для кранов грузоподъемностью 80...320 т величины коэффициентов динамичности принимаются по табл. 4.3.

Динамические нагрузки, возникающие при ударах ходовых колес на стыках рельсов при движении крана (комбинация нагрузок IB и IIB), учитываются введением в расчет коэффициента толчков k_T .

По материалам исследований кафедры ПТМиР УрФУ величина этого коэффициента зависит от соотношения диаметра колеса и размеров стыка, скорости движения крана и динамических параметров моста. На стадии предварительных расчетов для четырехколесных кранов величина k_T может приниматься в зависимости только от скорости движения крана [20]:

Скорость движения крана V_k , м/с	до 1,0	до 1,5	до 2,0
Коэффициент толчков k_T	1,0	1,1	1,2

Таблица 4.3

Значения коэффициентов динамичности для кранов общего назначения грузоподъемностью 80...320 т по данным завода Сибтяжмаш [1]

Грузоподъемность, т	Группа режима работы	Скорость подъема V , м/мин	ψ
80	A2, A3 (л)	1,6	1,05
	A4, A5 (с)	4,5	1,15

Окончание табл. 4.3

Грузоподъемность, т	Группа режима работы	Скорость подъема V , м/мин	ψ
100	A2, A3 (л)	1,6	1,05
	A4, A5 (с)	4,0	1,14
125	A2, A3 (л)	1,25	1,04
	A4, A5 (с)	3,2	1,11
160	A2, A3 (л)	1,0	1,03
	A4, A5 (с)	2,5	1,08
200	A2, A3 (л)	0,8	1,03
	A4, A5 (с)	2,0	1,07
250	A2, A3 (л)	0,63	1,02
	A4, A5 (с)	1,6	1,05
320	A2, A3 (л)	0,4	1,01
	A4, A5 (с)	1,25	1,04

Для кранов с развитой подвеской ходовых колес (с балансиром) коэффициент толчков может приниматься $k_T = 1,0$.

4.3.4. Расчетные схемы приложения вертикальных нагрузок

Схемы приложения вертикальных нагрузок к пролетным балкам моста и эпюры изгибающих моментов при четырехколесной тележке показаны на рис. 4.3, при восьмиколесной тележке — на рис. 4.4 [7]. На рисунках обозначено: q — распределенная нагрузка от собственного веса пролетной части моста; $G_{\text{пр}}$ — вес приводов механизма передвижения крана; $G_{\text{к}}$ — вес кабины управления; D_1, D_2 — давление на колеса тележки ($D_1 > D_2$); D_R — равнодействующая давлений на колеса тележки ($D_R = D_1 + D_2$).

Собственный вес пролетной части моста принимается в виде равномерно распределенной нагрузки:

$$q = \frac{G_{\text{МК}} \cdot \gamma_m}{nL}, \quad (4.4)$$

где $G_{\text{МК}}$ — вес пролетной части моста; γ_m — коэффициент надежности по нагрузке, обычно рекомендуется $\gamma_m = 1,05 \dots 1,10$; n — число пролетных балок моста; L — пролет крана.

При четырехколесной тележке наибольший изгибающий момент от подвижной нагрузки действует под колесом с бóльшим давлением (D_1), расположенным от опоры B на расстоянии

$$z_0 = 0,5 (L - b_1), \quad (4.5)$$

$$M_D = D_R \frac{(L - b_1)^2}{4L}. \quad (4.6)$$

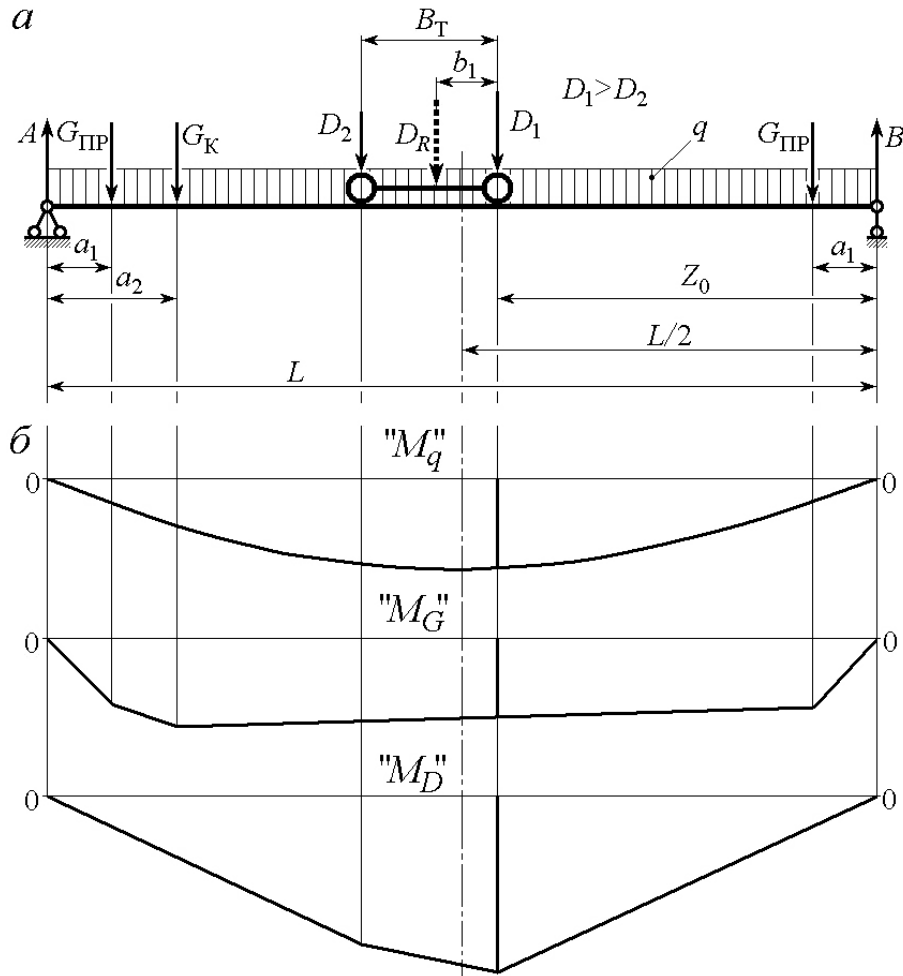


Рис. 4.3. Схема приложения вертикальных нагрузок к пролетным балкам моста при четырехколесной тележке:
 а — вертикальные нагрузки; б — эпюры изгибающих моментов

В этом же сечении изгибающий момент от распределенной нагрузки q :

$$M_q = 0,5qz_0(L - z_0), \quad (4.7)$$

от неподвижных сосредоточенных нагрузок $G_{\text{ПР}}$ и $G_{\text{К}}$:

$$M_G = G_{\text{ПР}} \cdot a_1 + G_{\text{К}} \frac{a_2 z_0}{L}. \quad (4.8)$$

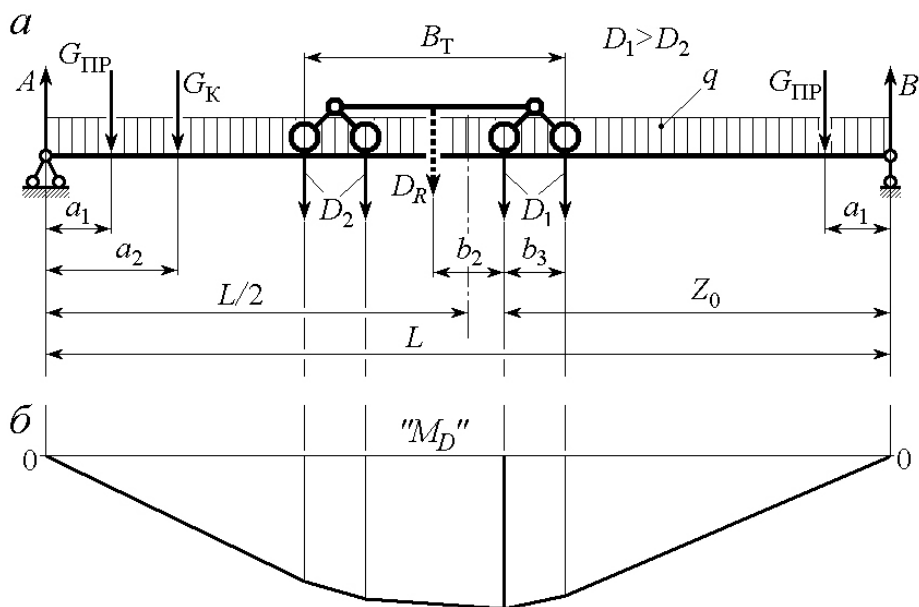


Рис. 4.4. Схема приложения вертикальных нагрузок к пролетным балкам моста при восьмиколесной тележке:
 a — вертикальные нагрузки; b — эпюра изгибающих моментов от подвижной нагрузки

При восьмиколесной тележке максимальный изгибающий момент от подвижной нагрузки действует под внутренним колесом с давлением $D_1 > D_2$, расположенным от опоры B на расстоянии:

$$z_0 = 0,5(L - b_2), \quad (4.9)$$

$$M_D = D_R \frac{(L - b_2)^2}{4L} - D_1 \cdot b_3, \quad (4.10)$$

$$D_R = 2(D_1 + D_2). \quad (4.11)$$

Изгибающие моменты от распределенной нагрузки q и сосредоточенных неподвижных нагрузок M_q и M_G определяются также по формулам (4.7) и (4.8).

Суммарный расчетный изгибающий момент

$$M = M_q + M_G + M_D. \quad (4.12)$$

4.4. Горизонтальные нагрузки

4.4.1. Горизонтальные силы инерции при разгоне (торможении) крана

Величины горизонтальных инерционных нагрузок зависят от величин ускорений (замедлений) при разгонах (торможениях) крана и определяются параметрами приводов механизмов передвижения. В общем случае величина горизонтальной инерционной нагрузки может быть принята по формуле:

$$P_{иг} = P_B \cdot \frac{a}{g}, \quad (4.13)$$

где $P_{иг}$ — горизонтальная инерционная нагрузка; P_B — вертикальная нагрузка от массы соответствующего элемента крана; a — ускорение (замедление) при разгоне (торможении) крана; g — ускорение свободного падения.

При отсутствии данных о параметрах приводов механизма передвижения крана можно принимать следующие величины горизонтальных ускорений для кранов общего назначения: средние величины $a_{ср} = 0,25 \dots 0,50 \text{ м/с}^2$; максимальные $a_{\text{MAX}} = 0,50 \dots 1,00 \text{ м/с}^2$. В [1, 10] рекомендуется определять предельно возможные величины ускорений из условия буксования приводных колес:

$$a_{\text{MAX}} = g\mu_{сц} \cdot \frac{n_{\text{пр}}}{n}, \quad (4.14)$$

где $\mu_{сц}$ — коэффициент сцепления приводных колес с рельсами; для закрытых помещений $\mu_{сц} = 0,2$, при работе на открытом воздухе $\mu_{сц} = 0,12$; $n_{\text{пр}}$ — число приводных колес; n — общее число колес крана.

Расчетная схема приложения горизонтальных инерционных нагрузок показана на рис. 4.5.

Работают оба привода механизма передвижения. Сосредоточенные горизонтальные силы от давления ходовых колес тележки на рельсы главных балок заменены их равнодействующими $D_{РГ}$. Нагрузки от сил инерции масс приводов механизмов передвижения и кабины не учитываются.

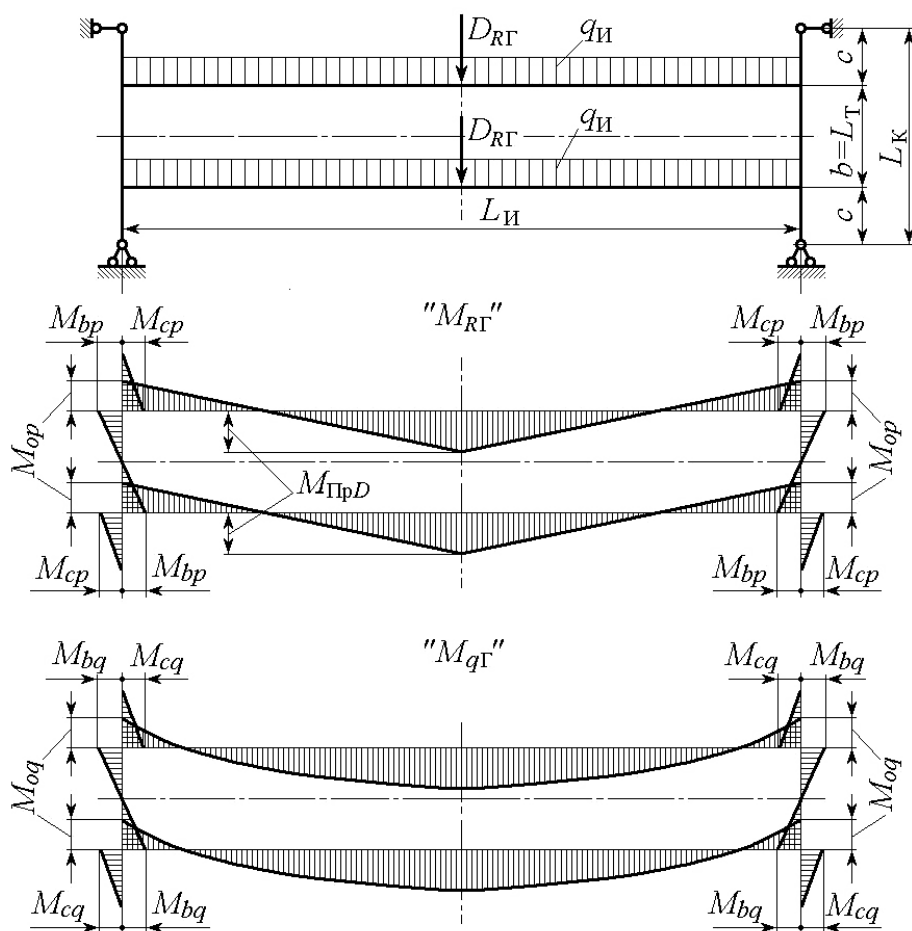


Рис. 4.5. Схема нагружения моста горизонтальными инерционными нагрузками

Если фактические геометрические параметры моста еще не определены, можно [4] максимальный изгибающий момент в середине

пролета главной балки с учетом ее частичного защемления принимать по формуле:

$$M_{\text{пр}D} = 0,8 M_B \frac{a}{g}, \quad (4.15)$$

где $M_{\text{пр}D}$ — изгибающий момент в середине пролета главной балки; M_B — вертикальный изгибающий момент в том же сечении для комбинации нагрузок II Б; a — ускорение при разгоне (торможении) крана; g — ускорение свободного падения.

Уточненные величины изгибающих моментов с учетом жесткости балок моста могут быть определены по формулам, приведенным в работе [24].

Изгибающий момент в середине главной балки от действия силы $D_{\text{РГ}}$:

$$M_{\text{пр}D} = \frac{D_{\text{РГ}} L_{\text{и}}}{4} \left(1 - \frac{L_{\text{к}}}{2a} \right), \quad (4.16)$$

где J_{1y}, J_{2y} — моменты инерции сечений, соответственно, главной и концевой балок относительно вертикальной оси; $a = L_r + \frac{8c^3 + b^3}{3k^2} \cdot \frac{J_{1y}}{J_{2y}}$;

c и b — длина частей концевой балки.

Изгибающие моменты от действия силы $D_{\text{РГ}}$:

— в опорном сечении главной балки

$$M_{\text{оп}} = \frac{D_{\text{РГ}} L_{\text{к}}^2}{8a}; \quad (4.17)$$

— в сечениях концевой балки около узла соединения ее с главной балкой

$$M_{\text{ср}} = \frac{k-b}{k} M_{\text{оп}}; \quad M_{\text{бп}} = \frac{b}{k} M_{\text{оп}}. \quad (4.18)$$

Изгибающие моменты от действия нагрузки $q_{\text{и}}$:

— в середине пролета главной балки

$$M_{\text{и}q} = \frac{q_{\text{и}} L_{\text{к}}^2}{24} \left(3 - \frac{2L_{\text{к}}}{a} \right); \quad (4.19)$$

— в опорном сечении главной балки

$$M_{\text{о}q} = \frac{q_{\text{и}} L_{\text{к}}^3}{12a}; \quad (4.20)$$

— в сечениях концевой балки

$$M_{cq} = \frac{k-b}{k} M_{Oq}; \quad M_{bq} = \frac{b}{k} M_{Oq}. \quad (4.21)$$

4.4.2. Сила перекоса моста

Сила перекоса моста определяется для случая движения крана при расположении тележки у одной из концевых балок (комбинация II В).

Величина силы перекоса:

$$P_{\text{ПЕР}} = W_{\text{МАХ}} - W_{\text{МИН}} \leq \mu_{\text{СЦ}} D_{\text{ПР}}^{\text{МИН}}, \quad (4.22)$$

где $W_{\text{МАХ}}$ и $W_{\text{МИН}}$ — силы сопротивления движению, соответственно, на более и менее нагруженных сторонах крана; $\mu_{\text{СЦ}}$ — коэффициент сцепления (коэффициент трения скольжения) приводных колес с рельсами, для работы в помещении $\mu_{\text{СЦ}} = 0,2$, для работы на открытом воздухе $\mu_{\text{СЦ}} = 0,12$; $D_{\text{ПР}}^{\text{МИН}}$ — давление на менее нагруженные приводные колеса крана.

Расчетная схема нагружения показана на рис. 4.6.

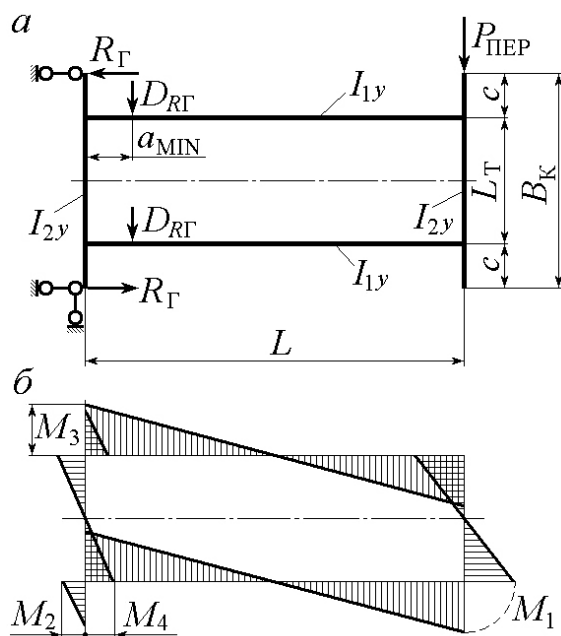


Рис. 4.6. Схема нагружения моста силой перекоса (а) и эпюра изгибающих моментов (б)

Величины нагрузок:
$$R_{\Gamma} = P_{\text{ПЕР}} \frac{L}{B_{\text{К}}}, \quad (4.23)$$

$$M_1 = \frac{P_{\text{ПЕР}}}{2} L_{\text{T}} K_p, \quad (4.24)$$

$$M_2 = c R_{\Gamma}, \quad (4.25)$$

$$M_3 = M_1 - M_2, \quad (4.26)$$

$$M_4 = M_3 - M_2, \quad (4.27)$$

$$K_p = \frac{1}{S+3} \frac{L}{L_{\text{T}}} \left(3 + \frac{L_{\text{T}}}{B_{\text{К}}} S \right), \quad (4.28)$$

$$S = \frac{L_{\text{T}} I_{1y}}{L I_{2y}}. \quad (4.29)$$

4.4.3. Давление ветра

Давление ветра для кранов на открытых эстакадах определяется в соответствии с ГОСТ 1451–77; обычно учитывается для мостовых кранов с пролетами более 32 м.

5. Расчет и конструирование пролетных балок с рельсом по оси пояса

5.1. Общий порядок расчета и конструирования

Пролетные балки с подтележечным рельсом по оси пояса являются, как правило, балками двоякосимметричными. Схема расчетного сечения балки в средней части пролета показана на рис. 5.1. Расчеты проводят в несколько этапов.

1. Рассчитываются размеры сечения с параметром оптимизации «минимум веса» и принимаются предварительные конструктивные размеры: толщины стенок и поясов, высота и ширина балки. Расчет производится по первому предельному состоянию из условия обеспечения прочности при действии нагрузок комбинации II A (см. табл. 4.1). Выбранные размеры поперечного сечения должны обеспечивать прочность балки.

2. Определяются фактические геометрические характеристики сечения: моменты инерции и моменты сопротивления сечения в вертикальной и горизонтальной плоскостях.

3. Проверяется прочность сечения при изгибе в двух плоскостях.

4. Проверяется жесткость балки в вертикальной плоскости.

5. Производится размещение поперечных и продольных ребер жесткости из условия прочности рельса, прочности пояса и местной устойчивости стенок.

6. Производится окончательный выбор конструктивных размеров балки в средней части пролета.

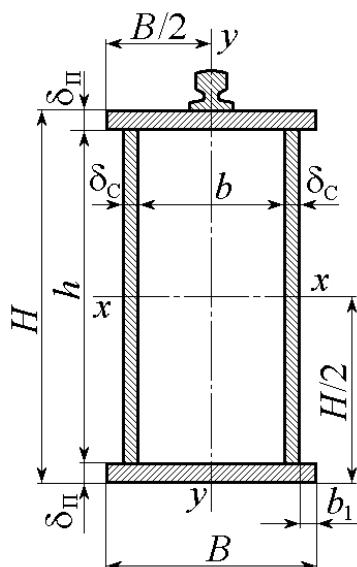


Рис. 5.1. Расчетное поперечное сечение двоякосимметричной балки корычатого сечения с рельсом по оси пояса

5.2. Расчет размеров поперечного сечения из условия обеспечения прочности

Из условия обеспечения прочности необходимая величина момента сопротивления балки при изгибе в вертикальной плоскости:

$$W_x \geq \frac{M}{\gamma_0 R_y}, \quad (5.1)$$

где M — расчетный изгибающий момент для комбинации II А по формуле (4.12); R — расчетное сопротивление материала конструкции; γ_0 — коэффициент неполноты расчета.

Величина коэффициента неполноты расчета определяется по формуле:

$$\gamma_0 = \gamma_1 \gamma_2 \gamma_3, \quad (5.2)$$

где $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ — рекомендуемые ВНИИПТМАШ [22] величины коэффициентов ответственности, приведенные в табл. 5.1–5.5.

Таблица 5.1

Значения коэффициентов ответственности γ_1

Классификация элементов конструкции	Вид отказа	γ_1
Элементы, отказ которых вызывает непосредственную угрозу для жизни человека или тяжелые технологические последствия	С предупредительным признаком при вязком разрушении*	0,90
	Без предупредительного признака при хрупком разрушении	0,60
Элементы, отказ которых связан с нарушением функционирования конструкции (отдельной детали) или ограничением работоспособности конструкции (отдельной детали)	С предупредительным признаком при влиянии: — на конструкцию в целом; — на отдельные элементы	1,00 1,00
	Без предупредительного признака при влиянии: — на конструкцию в целом; — на отдельные элементы	0,75 0,85
Вспомогательные элементы	Независимо от отказа	1,00

* Подразумевается отказ, которому предшествует появление пластических (остаточных) деформаций.

Таблица 5.2

Значения коэффициентов γ_2

Профиль элемента	γ_2
Открытые профили при толщине полки (стенки) менее 5 мм и замкнутые коробчатые и трубчатые профили при толщине стенки менее 4 мм	0,90
Все виды профилей и листы, кроме указанных: — в случае отсутствия данных о фактических значениях технологических допусков на изготовление профилей и листов; — при наличии гарантированных данных (обеспеченностью не менее 95 %) о фактических значениях допусков	0,95 1,00

Таблица 5.3

Значения коэффициентов γ_3 для пролетных балок крановых мостов

Схема моста	Особенности конструкции моста и используемого метода расчета пролетных балок	γ_3
Двухбалочный	Коробчатые пролетные балки при расположении подтележного рельса: — в середине балки;	0,85
	— у края балки, в том числе над стенкой, без учета стесненного кручения;	0,75
	— у края балки с учетом стесненного кручения	0,85
	Двутавровые прокатные и составные пролетные балки при расположении подтележного рельса над стенкой	1,00
Однбалочный с консольной грузовой тележкой	При учете стесненного кручения пролетной балки	0,90
	Без учета стесненного кручения пролетной балки	0,70
Однбалочный с подвесной монорельсовой грузовой тележкой	Из одностенчатой двутавровой балки	1,00
	С коробчатой балкой	0,95
	С трубчатой балкой при отношении наружного диаметра трубы D к толщине стенки δ : — $D/\delta \leq 200$;	0,95
	— $D/\delta > 200$	0,80

Таблица 5.4

Значения коэффициентов γ_3 для отдельных элементов металлоконструкций

Элементы конструкции	γ_3
Сжатые основные элементы решетки (кроме опорных раскосов таврового сечения из уголков) при гибкости $\lambda > 60$	0,80
Сжатые элементы решетки из одиночных равнополочных уголков (или неравнополочных, прикрепленных большей полкой): — раскосы перекрестной и раскосно—стойечной решетки, стойки раскосной и полураскосной решетки, раскосы полураскосной решетки;	0,90
— раскосы раскосной решетки и перекрестной решетки с совмещенными узлами в смежных гранях;	0,85
— раскосы и стойки при всех схемах решетки при креплении к поясам только через фасонку без дополнительных подкреплений	0,75

Окончание табл. 5.4

Элементы конструкции	γ_3
Сжатые элементы решетки из одиночных неравнополочных уголков при приварке к поясам меньшей полкой	0,75
Сжатые и растянутые элементы из одиночных швеллеров, прикрепляемые: — стенкой; — полкой	0,90 0,75
Другие сжатые элементы (кроме замкнутых трубчатых) при расчетах на устойчивость	0,85
Затяжки, тяги, стяжки, подвески, выполненные из прокатной стали	0,90
Другие растянутые элементы решетки и пояса	0,95
Сплошные балки при расчетах на общую устойчивость	0,95

Таблица 5.5

Значения коэффициентов γ_3 для концевых балок крановых мостов

Элемент конструкции	Режимная группа по ИСО 4301/1	
	A4, A5	A6... A8
Надбуксовые части концевых балок с угловыми буксами	0,6	0,4
Все остальные элементы концевых балок	0,8	0,6

Оптимальная по условию минимума веса высота двухстенчатой балки (при $H \approx h$) при обеспечении ее прочности:

$$H_{\sigma} = \sqrt{\frac{3W_x}{2\delta_c}}, \quad (5.3)$$

где δ_c — толщина одной стенки (рис. 5.1); H_{σ} — высота балки из условия прочности.

В выполненных конструкциях кранов толщина стенок лежит в сравнительно узком диапазоне: от 5 до 25 мм. В связи с этим оптимальную высоту балки при полученном значении W_x определяют, варьируя толщину стенки δ_c . Для наглядности целесообразно построить график

H_{σ} . При выборе толщины стенки учитывается возможность потери ее устойчивости, зависящей от гибкости стенки, определяемой как отношение ее высоты к толщине: $S = \frac{H}{\delta}$.

По рекомендациям ВНИИПТМаш целесообразно принимать гибкость стенки в пределах 200...300. На рис. 5.2 показана рациональная зона соотношения высоты и толщины стенки.

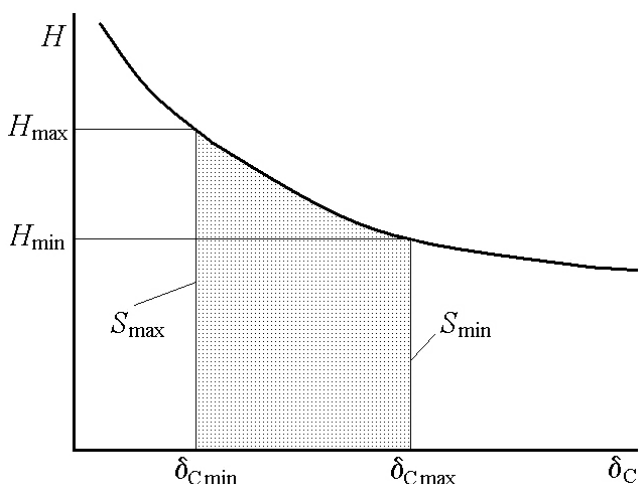


Рис. 5.2. Выбор толщины стенки

Дополнительным критерием выбора высоты балки может быть сравнение с выполненными конструкциями. Обычно у кранов грузоподъемностью 5...50 т высота балки составляет $H = \frac{L}{16} \dots \frac{L}{18}$, а у кранов грузоподъемностью 80...320 т — $H = \frac{L}{10} \dots \frac{L}{14}$.

Если по конструктивным соображениям в качестве исходного параметра назначается высота балки, то оптимальная толщина стенки может быть определена из преобразованной формулы (5.3) [7]:

$$\delta_c = \frac{3W_x}{2H^2}. \quad (5.4)$$

С увеличением толщины проката его прочностные характеристики снижаются, в связи с чем рекомендуется применять листовой про-

кат из углеродистой стали толщиной до 50 мм, а из низколегированной стали — толщиной до 40 мм.

Ширина пояса для обеспечения жесткости балки в горизонтальной плоскости принимается:

$$B = \left(\frac{H}{3} \dots \frac{H}{2} \right) \geq \frac{L}{50}, \quad (5.5)$$

где L — пролет крана.

Считается, что оптимальная толщина пояса получается, когда площадь поперечного сечения пояса равна одной трети площади поперечного сечения стенки. Тогда

$$\delta_{\Pi} = \frac{H \delta_c}{3B}. \quad (5.6)$$

при этом $\delta_{\Pi} = (1 \dots 3) \delta_c$.

Для обеспечения устойчивости верхнего пояса размер b (см. рис. 5.1) между стенками балки из стали Ст3 при расчетном сопротивлении $R = 225$ МПа должен быть не более чем $b \leq 60 \delta_{\Pi}$, при других расчетных сопротивлениях R эта величина не должна превышать

$$b \leq 60 \delta_{\Pi} \sqrt{\frac{225}{R}}.$$

Из условия возможности приварки диафрагмы к стенке и поясу этот же размер в зависимости от высоты балки должен назначаться в пределах не менее 300...500 мм.

5.3. Геометрические характеристики сечения

Геометрические характеристики сечения определяются по общим формулам сопротивления материалов для составного сечения.

Площадь поперечного сечения:

$$F = 2(\delta_c + \delta_{\Pi}). \quad (5.7)$$

Момент инерции при изгибе в вертикальной плоскости:

$$J_x = 2 \left(\frac{\delta_c h^3}{12} + \delta_{\Pi} B \frac{h + \delta_{\Pi}}{2} \right). \quad (5.8)$$

Момент сопротивления в вертикальной плоскости:

$$W_x = \frac{2J_x}{H}. \quad (5.9)$$

Момент инерции при изгибе в горизонтальной плоскости:

$$J_y = 2\left(\frac{\delta_{\text{п}} B^3}{12} + \delta_{\text{с}} h \frac{b + \delta_{\text{с}}}{2}\right). \quad (5.10)$$

Момент сопротивления в горизонтальной плоскости:

$$W_y = \frac{2J_y}{B}. \quad (5.11)$$

5.4. Проверка прочности при изгибе в двух плоскостях

Проверка прочности балки в средней части пролета проводится на действие нагрузок комбинации II Б (табл. 4.1).

Величины нагрузок определяются в соответствии с указаниями подраздела 4.4; расчетная схема нагружения принимается как на рис. 4.5.

5.5. Проверка жесткости балки в вертикальной плоскости

Проверка жесткости балки в вертикальной плоскости проводится по величине упругого прогиба в середине пролета при действии нагрузок комбинации II Г, т. е. от номинальной подвижной нагрузки — веса тележки и груза без коэффициентов перегрузок.

Величины расчетных прогибов определяются для схем по рис. 4.3 и 4.4 и по формулам [20, 24]:

— при четырехколесной тележке

$$f = \frac{D'_R \cdot l \cdot (0,75L^2 - l^2)}{12EJ_x} \leq [f_{\text{отн}}] \cdot L, \quad (5.12)$$

— при восьмиколесной тележке

$$f = \frac{D'_R [l_1(0,75L^2 - l_1^2) + l_2(0,75L^2 - l_2^2)]}{24EJ_x} \leq [f_{\text{отн}}] L, \quad (5.13)$$

в этих выражениях E — модуль упругости материала; J_x — момент инерции сечения балки; $[f_{\text{отн}}]$ — предельно допускаемые относительные прогибы (табл. 5.6); L — пролет моста; D'_R — равнодействующая давлений колес от действия комбинации нагрузок II Г, т. е. от нормативного веса тележки и номинального груза без учета коэффициентов надежности по нагрузке.

Размеры для расчета в соответствии с рис. 4.3 и 4.4:

$$\left. \begin{aligned} l &= 0,5(L - B_T) \\ l_1 &= 0,5(L - B_T - e_3) \\ l_2 &= 0,5(L - B_T + e_3) \end{aligned} \right\}. \quad (5.14)$$

Таблица 5.6

Предельно допустимые относительные прогибы пролетных балок мостовых кранов при действии нормативных подвижных нагрузок [13]

Наличие и расположение кабины управления	Нормы для группы классификаций по ИСО 4301/1				
	A1	A2, A3	A4, A5	A6, A7	A8
Отсутствует	1/400	1/500	1/500	1/700	—
Установлена у края моста	1/500	1/500	1/600	1/800	1/900
Установлена в центре моста или на подвижной тележке	1/500	1/600	1/800	1/1000	1/1000

Прим. Значения предельно допустимых прогибов от статического веса тележки с номинальным грузом, расположенным в середине пролета, приведены к длине пролета моста L .

Данные табл. 5.6 соответствуют ОСТ 24.090.72–83 «Нормы расчета стальных конструкций мостовых и козловых кранов грузоподъемностью до 50 т».

Для кранов грузоподъемностью свыше 50 т по РТМ 24.190.07–85 [18] относительный прогиб принимается равным

$$f_{\text{ПРЕД}} = \frac{1}{800} L. \quad (5.15)$$

Время затухания колебаний $t_{\text{ЗАТ}}$ не нормируется и рекомендуется в пределах $t_{\text{ЗАТ}}=10...12$ с [5].

Из формул (5.12) и (5.13) можно определить и минимально необходимую величину момента инерции J_x :

— при четырехколесной тележке

$$J_x \geq \frac{D'_R \cdot l \cdot (0,75L^2 - l^2)}{12E \cdot [f_{\text{ОТН}}] L}; \quad (5.16)$$

— при восьмиколесной тележке

$$J_x = \frac{D'_R [l_1(0,75L^2 - l_1^2) + l_2(0,75L^2 - l_2^2)]}{24 \cdot E \cdot [f_{\text{ОТН}}] \cdot L}. \quad (5.17)$$

5.6. Размещение ребер жесткости

5.6.1. Общие принципы

В полости балки могут устанавливаться большие и малые поперечные ребра (диафрагмы) и продольные ребра жесткости. Варианты их размещения показаны на рис. 5.3 [2, 5 и др.].

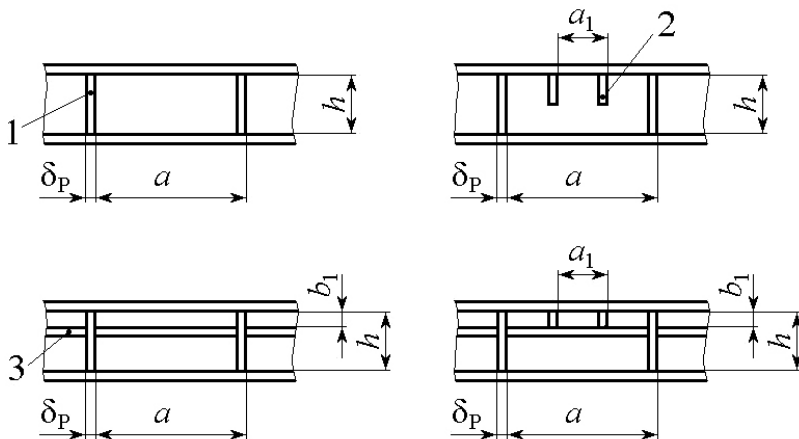


Рис. 5.3. Варианты размещения ребер жесткости

Большие диафрагмы (1) предназначены, в первую очередь, для обеспечения неизменности поперечного сечения балки. Во-вторых, большие (1) и малые (2) диафрагмы обеспечивают прочность рельса и верхнего пояса балки под рельсом. Наконец, большие и малые диафрагмы совместно с продольным ребром (3) обеспечивают местную устойчивость стенок в сжатой зоне.

Определение параметров, необходимых для установки ребер жесткости, рекомендуется производить в следующем порядке:

- определяется минимальный шаг диафрагмы из условия прочности рельса;
- проверяется прочность пояса между диафрагмами, при необходимости корректируется расстояние между ними;
- проверяется устойчивость стенок при принятом шаге диафрагм, решается вопрос о необходимости установки малых диафрагм и продольных ребер жесткости;
- производится расчет конструктивных размеров диафрагм и продольных ребер с проверкой прочности и жесткости;
- окончательно принимается схема установки диафрагм и продольных ребер.

5.6.2. Определение шага ребер для обеспечения прочности подтележечного рельса

В качестве *подтележечных* и *подкрановых* рельсов применяются:

- сталь прокатная полосовая по ГОСТ 103–57 марки Ст5сп по ГОСТ 380–71;
- рельсы железнодорожные узкой и широкой колеи (табл. 5.7);
- рельсы крановые (табл. 5.8).

Для коробчатых балок крановых мостов с рельсом между стенками в качестве подтележечных рельсов используют, как правило, железнодорожные рельсы типов Р43 и Р50, так как они, по сравнению с соответствующими полосами и квадратами, обладают большими моментами сопротивления. Это дает возможность устанавливать диафрагмы балок, служащих опорами для рельса, с большим шагом. Для балок с рельсом над стенкой подобные соображения не имеют значения, и в этих случаях иногда устанавливают полосы или квадраты, хотя их изнашивание много интенсивнее, чем рельсов.

Рекомендации по выбору рельсов в зависимости от параметров колес приведены в табл. 5.7, параметры рельсов в табл. 5.8 и 5.9. Из ус-

ловия обеспечения прочности рельса шаг между диафрагмами должен быть не более

$$l_1 \leq \frac{6W_{\text{хР}}^{\text{MIN}} \cdot R_{\text{уП}}}{D} \gamma_{\text{Р}}, \quad (5.18)$$

где $W_{\text{хР}}^{\text{MIN}}$ — минимальный момент сопротивления рельса (табл. 5.8, 5.9); $R_{\text{уП}}$ — нормативное сопротивление материала рельса: для кантовых рельсов типа КР $R_{\text{уП}} = 350$ МПа, для железнодорожных рельсов типов Р50, Р65 и Р75 при наличии термообработки — 700 МПа, для рельсов остальных типов, включая узкоколейные, 300 МПа; D — давление колеса тележки; $\gamma_{\text{Р}}$ — коэффициент условий работы рельса, принимаемый с учетом группы режима работы крана:

группа режима работы	A1... A3	A4, A5	A6, A7	A8
$\gamma_{\text{Р}}$	0,7	0,5	0,4	0,3

Таблица 5.7

Рекомендации по выбору рельсов

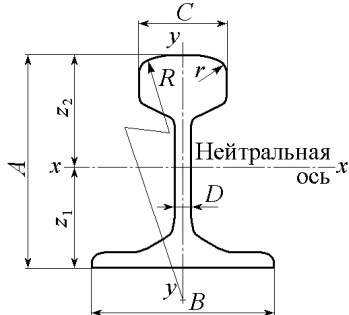
Максимальная статическая нагрузка P , кН	Диаметр дорожки катания колеса D , см (ГОСТ 3569–74)	Тип рельса	Ширина плоского рельса B_0 см, (ГОСТ 3569–74)
30...50	20; 25	Р24 ГОСТ 6368–82	4; 4,5; 5
50...100	32; 40	Р43 ГОСТ 7173–54, КР70 ГОСТ 4121–96	5; 5,5; 6
100...200	40; 50	Р43, КР70 Р50 ГОСТ 7174–74	5; 5,5; 6; 6,5; 7
200...250	50; 56; 63	Р43, Р50, КР70 КР80 ГОСТ 4121–96	6; 6,5; 7
250...320	63; 71	Р43, Р50, КР80, КР100 ГОСТ 4121–96	7; 7,5; 8
320...500	71; 80	КР80, КР100	—
500...800	80; 90; 100	КР100, КР120 ГОСТ 4121–96	—
800...1000	90; 100	КР120, КР140 ГОСТ 4121–96	—

По условию (5.18) решается вопрос о шаге диафрагм l_1 .

Большие диафрагмы могут устанавливаться с переменным или постоянным шагом. При этом шаг диафрагм не должен превышать $2h$ при $h > 100\delta_c$ и $2,5h$ при $h \leq 100\delta_c$ [5].

Таблица 5.8

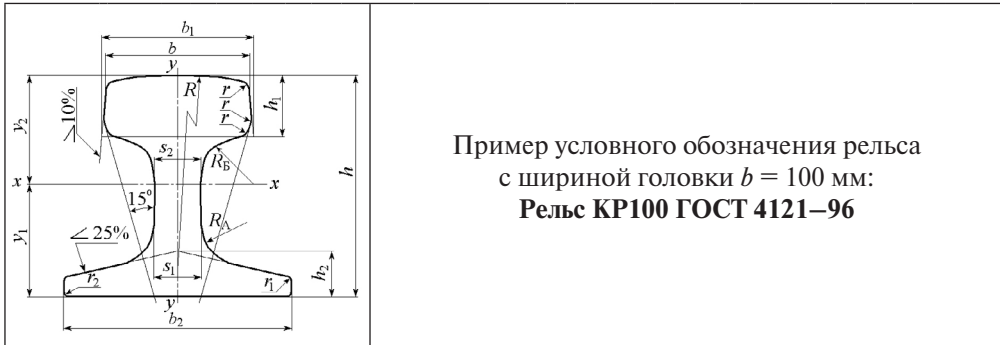
Основные данные железнодорожных рельсов

							
Тип рельсов	Основные размеры, мм						ГОСТ на конструк- цию и размеры
	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>R</i>	<i>r</i>	
P8	65	54	25	7	—	5	ГОСТ 6368–82
P11	80,5	66	32	7	95	7	
P18	90	80	40	10	90	9	
P24	108	92	51	10,5	200	10	
P43	140	114	70	14,5	300	13	ГОСТ 7173–54
P50	152	132	72	16	500	15	ГОСТ 7174–75
1 P65	180	150	75	18	500	15	ГОСТ 8161–75
2 P65	180	150	75	18	300	13	

Тип рельсов	Расчетные данные								Масса 1 м рель- са, кг
	Площадь попе- речного сече- ния, см ²	<i>z</i> ₁ , см	<i>z</i> ₂ , см	Моменты инерции, см ⁴		Моменты сопротивления, см ³			
				<i>J</i> _{<i>x</i>}	<i>J</i> _{<i>y</i>}	<i>W</i> ₁	<i>W</i> ₂	<i>W</i> ₃	
						$\frac{J_x}{z_1}$	$\frac{J_x}{z_2}$	$\frac{J_y}{B/2}$	
P8	10,76	2,89	3,61	60,21	9,88	20,86	16,66	3,66	8,42
P11	14,28	3,96	4,09	126,6	17,06	31,99	30,93	5,17	11,18
P18	22,88	4,31	4,69	238,4	40,68	55,36	50,81	10,17	17,91
P24	31,79	5,33	5,47	497,8	86,1	93,39	91,02	18,72	24,90
P43	57	6,85	7,15	1489	260	217,3	208,3	45	44,65
P50	65,99	7,05	8,15	2011	375	285	247	55	51,67
1 P65	82,65	8,13	9,87	3540	564	435	358	75	64,72
2 P65	82,79	8,17	9,87	3573	572	—	—	76	64,98

Таблица 5.9

Основные данные крановых рельсов (ГОСТ 4121–96)



Тип рельса	Основные размеры, мм												
	b	b_1	b_2	S^*	h	h_1	h_2	R	R_A	R_B	r	r_1	r_2
КР70	70	75,6	120	22,0	120,0	28,0	24,0	400	25,0	25,0	6	6	1,5
КР 80	80	87,0	130	27,0	130,0	35,0	26,0	400	30,0	30,0	8	6	1,5
КР 100	100	108	150	33,0	150,0	40,0	30,0	450	35,0	35,0	8	8	2,0
КР 120	120	129	170	39,0	170,0	45,0	35,0	500	40,0	48,0	8	8	2,0
КР 140	140	150	170	57,0	170,0	50,0	40,0	700	40,0	50,0	10	10	3,0
* размеры $S_1 = S - 1,0$ мм; $S_2 = S + 1,0$ мм													
Справочные данные для осей X–X и Y–Y													
Тип рель- сов	Площадь попереч- ного сечения, см ²	Рассто- яние до цен- тра тяжести, см		Моменты инерции, см ⁴			Моменты сопротивления, см ³				Масса 1 м рель- са, кг		
							$\frac{J_x}{y_1}$	$\frac{J_x}{y_2}$	$\frac{J_y}{b_2/2}$				
		y_1	y_2	J_x	J_y	J_ρ	W_1	W_2	W_3	W_ρ			
КР70	58,72	5,77	6,23	1040,2	281,7	1321,9	180,3	167,0	47,0	160,0	46,10		
КР 80	76,19	6,42	6,58	1504,6	439,0	1943,5	234,4	228,7	67,5	214,2	59,81		
КР 100	105,85	7,55	7,45	2768,4	859,0	3627,4	366,7	371,6	114,5	343,8	83,09		
КР 120	144,54	8,65	8,35	4754,8	1596,1	1321,9	549,7	569,4	187,8	527,9	113,47		
КР 140	180,51	8,70	8,30	5486,2	2484,8	1321,9	630,6	661,0	292,3	662,0	141,70		

Прим. Площадь поперечного сечения и справочные величины вычислены по номинальным размерам. При вычислении массы 1 м рельса плотность стали принята равной 7850 кг/м³.

Малые диафрагмы в случае необходимости устанавливаются с шагом, кратным шагу больших диафрагм, однако, если выявляется, что

установка продольного ребра жесткости не требуется, установка малых диафрагм по схеме рис. 5.3, б нежелательна, так как в зоне нижней кромки диафрагмы возникает высокая концентрация напряжений, что может привести к образованию в стенке усталостных трещин.

5.6.3. Проверка прочности верхнего пояса

Участок между диафрагмами

Хотя поясной лист не является опорой для рельса, он испытывает напряжения от местного изгиба, поскольку деформируется совместно с рельсом.

Поясной лист представляет собой неразрезную пластину, опорами которой служат вертикальные стенки балки и диафрагмы. Таким образом, от действия местной нагрузки, передающейся от колеса через рельс, поясной лист изгибается как вдоль, так и поперек балки. Величины местных напряжений [2]:

— вдоль оси балки

$$\sigma_{xM} = \frac{Dl}{12} \cdot \frac{\delta_{\Pi}}{(1-\mu^2)J_P + J_{\Pi}}, \quad (5.19)$$

— поперек оси балки

$$\sigma_{yM} = \frac{Dl^3 \delta_{\Pi}}{[12(1-\mu^2)J_P + J_{\Pi}] \cdot b^2}. \quad (5.20)$$

В этих выражениях: l — расстояние между диафрагмами; δ_{Π} — толщина пояса; μ — коэффициент Пуассона (для сталей $\mu = 0,3$); J_P — момент инерции рельса; J_{Π} — собственный момент инерции пояса; b — размер (в свету) между стенками балки; σ_x — напряжение от общего изгиба балки.

Прочность пояса с учетом напряжений σ_x от общего изгиба балки проверяется по приведенным напряжениям для плоского напряженного состояния:

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{(\sigma_x + \sigma_{xM})^2 - (\sigma_x + \sigma_{xM})\sigma_{yM} + \sigma_{yM}^2} \leq R_y \gamma_0, \quad (5.21)$$

где R_y — расчетное сопротивление материала (см. табл. 5.4); γ_0 — коэффициент неполноты расчета (табл. 5.1–5.5), формула (5.2).

Как видно из формул (5.19) и (5.20), напряжения σ_{xM} и σ_{yM} возрастают с увеличением толщины пояса. В связи с этим, если условие

(5.21) не выполняется, целесообразно либо использовать более мощный рельс, либо устанавливать рельс на подкладки, расположенные над диафрагмами, исключив контакт подошвы рельса с поясом между диафрагмами.

Пояс над диафрагмой

Когда колесо с давлением D стоит над диафрагмой, участок пояса шириной b_{Π} вдоль продольной оси балки можно рассматривать как балку на упругом основании, которым является диафрагма. При этом в поясе появляются местные поперечные напряжения [5]:

$$\sigma_{yD} = \frac{D\delta_{\Pi} \sin \frac{\beta S}{2}}{4\beta^2 S J_{\Pi} e^{\frac{\beta S}{2}}}, \quad (5.22)$$

где $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_{\Pi}}{4EJ_{\Pi}}}$; $k_{\Pi} \approx 10^4$ МПа — коэффициент постели; $J_{\Pi} = \frac{b_{\Pi}\delta_{\Pi}^3}{12}$;

$b_{\Pi} \approx 10\delta_{\Pi}$ — условная ширина расчетного участка пояса; S — длина контакта между подошвой рельса d и поясом. Для железнодорожных рельсов $S = d$; для крановых рельсов $S = 0,6 d$.

Проверка прочности пояса производится аналогично предыдущему случаю по условию

$$\sigma_{\Pi P} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_{yD} + \sigma_{yD}^2} \leq R_y \gamma_0. \quad (5.23)$$

Проверка выносливости пояса

Поперечные местные напряжения, изменяющиеся по пульсирующему циклу растяжения, могут вызвать появление под рельсом продольных трещин. Проверка пояса на выносливость производится по условию:

$$\sigma_y \leq \frac{\sigma_0}{0,85}, \quad (5.24)$$

где σ_0 — предел выносливости материала при пульсирующем цикле с учетом концентрации напряжений, для пояса между диафрагмами $k = 1,0$; над диафрагмой $k = 1,5$.

По данным [20] для углеродистой стали с временным сопротивлением $\sigma_B = 380$ МПа при $k = 1$ $\sigma_0 = 221,5$ МПа; при $k = 1,5$ $\sigma_0 = 157$ МПа. При других значениях σ_B величины σ_0 нужно умножить на величину $\sigma_B/380$. Для низколегированных сталей с временным сопротивлением

$\sigma_B = 520$ МПа при $k = 1,0$ $\sigma_0 = 303,5$ МПа, при $k = 1,5$ $\sigma_0 = 216$ МПа; для других значений σ_B поправочный коэффициент равен $\sigma_B/520$.

5.6.4. Проверка местной устойчивости стенок

Потеря местной устойчивости стенок коробчатой балки с рельсом по оси пояса может произойти в результате действия только касательных или только нормальных напряжений или же при совместном действии касательных и нормальных напряжений.

Действие касательных напряжений

Максимальные касательные напряжения возникают в основном на участках концевых частей балки, где действует наибольшая поперечная сила, а влиянием изгибающего момента можно пренебречь.

Величину касательных напряжений в стенке определяют по формуле:

$$\tau = \frac{Q}{2 \cdot h \cdot \delta_c}, \quad (5.25)$$

где Q — поперечная сила, действующая в опорном сечении балки; h — высота стенки; δ_c — толщина стенки; 2 — число стенок, воспринимающих поперечную нагрузку.

Условие обеспечения местной устойчивости:

$$\frac{\tau}{\tau_{кр}} \leq 0,9, \quad (5.26)$$

где $\tau_{кр}$ — критические касательные напряжения, при которых происходит потеря устойчивости,

$$\tau_{кр} = [125 + 95 \left(\frac{a}{b} \right)^2] \left(\frac{\delta_c}{b} \right) 10^4, \text{ МПа}, \quad (5.27)$$

где a и b — бо́льшая и наименьшая стороны прямоугольной пластины между поясами и большими диафрагмами.

При одинаковых запасах прочности и местной устойчивости, приняв $\tau_{кр}$ равным пределу текучести ($\tau_{кр} = 0,6\sigma_T$), можно получить условие, когда не требуется установка поперечных ребер жесткости (больших диафрагм) [5]:

$$S = \frac{h_0}{\delta_c} < 70 \sqrt{\frac{210}{R_y}}, \quad (5.28)$$

где h_0 , S — высота и гибкость стенки.

Таким образом, устойчивость стенок при действии касательных напряжений даже при отсутствии ребер жесткости будет обеспечена, если обеспечена их прочность. С учетом того, что в стенке неизбежно действуют и нормальные напряжения (даже незначительные), рекомендуется принимать для углеродистых сталей $h_0 < 60\delta_c$, а для низколегированных $h_0 < (50...55)\delta_c$.

Действие нормальных напряжений

Для середины балки в зоне действия максимального изгибающего момента и, следовательно, максимальных нормальных напряжений при весьма малых касательных напряжениях проверка местной устойчивости стенки производится по условию:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{кр}} \leq 0,9, \quad (5.29)$$

где $\sigma_{кр}$ — критические напряжения, при которых происходит потеря устойчивости.

Для стенок коробчатых балок при отсутствии местных нагрузок на стенку [5]:

$$\sigma_{кр} = 746 \left(\frac{\delta_c}{h_0} \right)^2 10^4, \text{ МПа.} \quad (5.30)$$

Аналогично предыдущему случаю при гибкости

$$S = \frac{h_0}{\delta_c} \leq 100 \sqrt{\frac{746}{\sigma_T}} \approx 176 \quad (5.31)$$

достаточно укрепить стенку только основными диафрагмами: для углеродистых сталей при $S \leq 160$; для низколегированных при $S \leq 145$. При гибкости $S \leq 265$ для углеродистых сталей и $S \leq 225...240$ для низколегированных сталей необходимо устанавливать продольное ребро жесткости на расстоянии $(0,2...0,25)h_0$ от верхнего пояса. Если этого недостаточно, устанавливают два продольных ребра: первое — на расстоянии $(0,15...0,20)h_0$, второе — на расстоянии $(0,32...0,40)h_0$ от верхнего пояса.

Совместное действие касательных и нормальных напряжений

Для сечений, в которых действуют значительный изгибающий момент и значительная поперечная сила, после размещения основных диафрагм проводится проверка местной устойчивости по условию [20]:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{\text{КР}}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{\text{КР}}}\right)^2} \leq 0,9. \quad (5.32)$$

При установке как поперечных, так и продольных ребер жесткости (рис. 5.3, в, г) местная устойчивость отсеков стенки над продольным ребром жесткости и под проверяется отдельно [20]. Первая пластинка, расположенная между сжатым поясом и продольным ребром, проверяется по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{\text{КР1}}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{\text{КР}}}\right)^2} \leq 0,9, \quad (5.33)$$

здесь $\tau_{\text{КР}}$ рассчитывается по формуле (5.27); $\sigma_{\text{КР1}} = \frac{1}{1 - \frac{b_1}{h}} \left(\frac{1000\delta_c}{h} \right)^2$;

b_1 — расстояние от верхнего пояса до продольного ребра. (5.34)

Вторая пластинка, расположенная между продольным ребром и нижним поясом, проверяется по формуле:

$$\sqrt{\left[\frac{\sigma}{\sigma_{\text{КР2}}} \left(1 - 2 \frac{b_1}{h} \right) \right]^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{\text{КР}}} \right)^2} \leq 1,0, \quad (5.35)$$

где

$$\sigma_{\text{КР2}} = \frac{1,14}{\left(0,5 - \frac{b_1}{h} \right)^2} \left(\frac{1000\delta_c}{h} \right)^2. \quad (5.36)$$

Если первая пластинка укрепляется дополнительно малыми диафрагмами (см. рис. 5.3, г), то в этом случае для ее проверки используют формулы (5.33) и (5.34).

Устойчивость стенок балок асимметричного сечения (с более развитым сжатым поясом) проверяют аналогичным образом со следующими изменениями.

Для стенок, укрепленных только поперечными ребрами жесткости, в формуле (5.30) под высотой стенки h понимается удвоенное расстояние от нейтральной оси до расчетной (сжатой) границы отсека.

Для стенок, укрепленных поперечными ребрами и одним продольным ребром, расположенным в сжатой зоне, в формулу (5.34) вместо $\frac{b_1}{h}$ подставляют $\frac{\alpha b_1}{2h}$,

где $\alpha = \frac{(\sigma - \sigma_p)}{\sigma}$; σ_p — краевое растягивающее напряжение (со знаком минус) у расчетной границы отсека.

5.6.5. Конструктивные исполнения ребер жесткости

Поперечные ребра жесткости (диафрагмы)

Большие диафрагмы выполняются из листового проката и привариваются к верхнему поясу и стенкам. В ряде работ рекомендуется не приваривать диафрагмы к поясу в зоне расположения рельса, а осуществлять их плотную пригонку. Между нижней кромкой диафрагмы и нижним поясом оставляют зазор в 10 мм.

При достаточно больших размерах балок для уменьшения металлоемкости в диафрагмах делается вырез (рис 5.4).

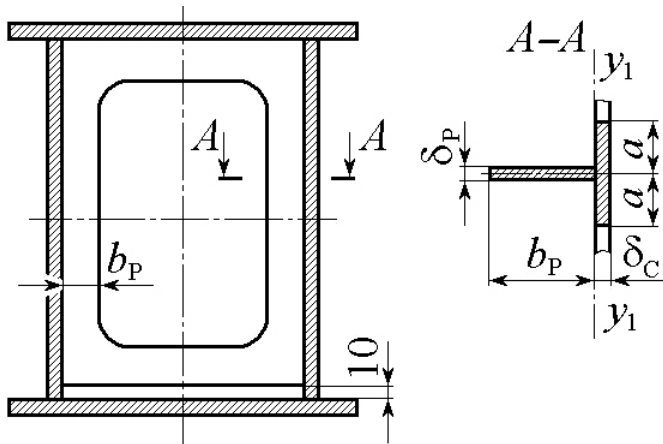


Рис. 5.4. Большая диафрагма с вырезом

Из условий обеспечения устойчивости как стенки, так и диафрагмы размер выступающей части ребра принимается $b_p \geq \frac{h}{30} + 40$ мм [20, 22].

Толщина ребра из условия обеспечения его устойчивости должна быть:

- для стали Ст.3 $\delta_p \geq b_p / 15$;
- для низколегированной стали $\delta_p \geq b_p / 12$.

Момент инерции диафрагмы относительно плоскости стенки (ось y_1-y_1) должен быть:

$$J_p \geq 3h\delta_c, \quad (5.37)$$

где h и δ_c — высота и толщина стенки.

При определении момента инерции диафрагмы в расчет должна включаться часть стенки $a = 20 \cdot \delta_c$. Верхняя кромка диафрагмы проверяется по условиям ее работы на сжатие. Наибольшие напряжения сжатия на кромке диафрагмы [5] при расположении колеса тележки прямо над ней:

$$\sigma = 1,15 \frac{D}{S\delta_d} \sin \frac{\pi S}{2z_0} \leq {}^3_0 R. \quad (5.38)$$

Здесь D — давление колеса тележки; S — площадка контакта рельса с поясом: для крановых рельсов $S = 0,6 \cdot B_p$, где B_p — ширина подошвы рельса; для железнодорожных рельсов $S = B_p$; δ_d — толщина диафрагмы (с накладками, если они имеются);

$$z_0 = 2,6C = 8,5 \sqrt[3]{\frac{J_{\Pi}}{\delta_d}}, \quad (5.39)$$

где J_{Π} — собственный момент инерции пояса; $C = 3,25$ для сварных балок.

Диафрагмы не рекомендуется приваривать к поясу в зоне подошвы рельса.

К стенкам балок диафрагмы целесообразно приваривать двухсторонним швом с полным проваром.

Продольные ребра жесткости

Продольные ребра жесткости, обеспечивающие местную устойчивость стенок балки, сами должны обладать необходимой жесткостью и прочностью.

Продольные ребра жесткости для стенок ставятся на расстоянии от крайней сжатой кромки стенки:

- при одном ребре $b_1 = (0,2 \dots 0,25)h$;
- при двух ребрах $b_1 = (0,15 \dots 0,2)h$; $b_2 = (0,32 \dots 0,4)h$.

Требуемые значения момента инерции продольного ребра относительно плоскости стенки определяют по рекомендациям ВНИИП-ТМАШ, в соответствии с табл. 5.10 [20, 22].

Вместо привариваемых ребер может быть использован листовой прокат с гофрами (рис. 5.5), или в качестве продольных ребер жесткости могут привариваться листы, уголки, швеллеры (рис. 5.6).

Продольные ребра размещают между большими диафрагмами, не сваривая между собой диафрагму и продольное ребро.

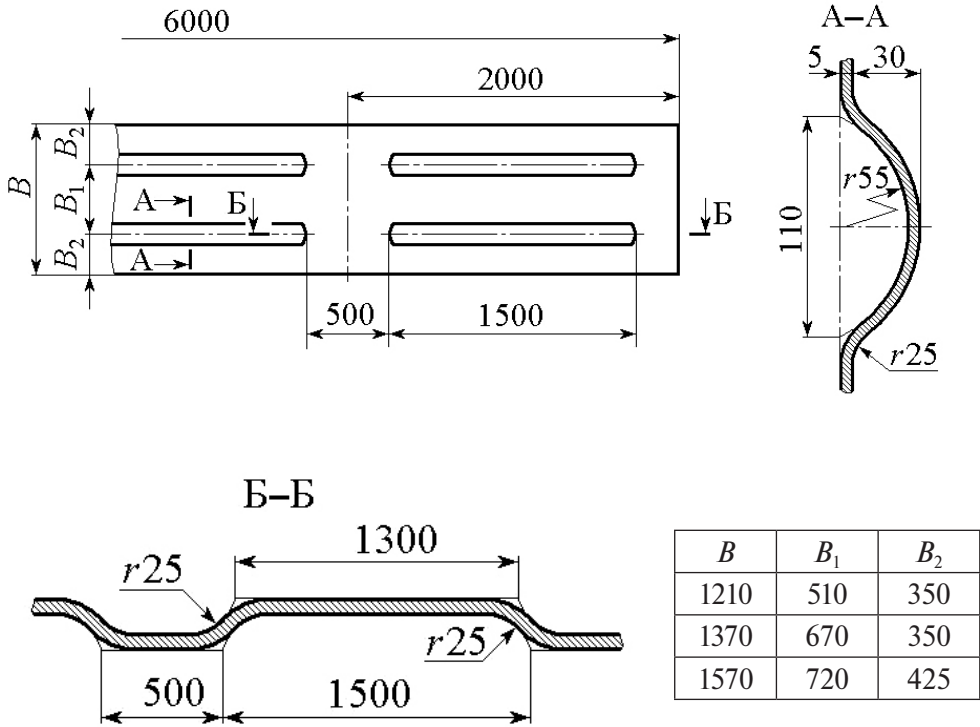


Рис. 5.5. Листовой прокат с закрытыми периодически повторяющимися гофрами (ТУ–14–2–280–77)

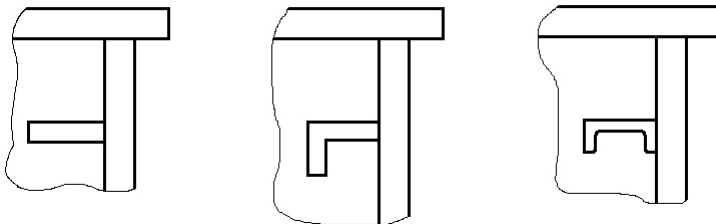


Рис. 5.6. Варианты ребер жесткости из проката

Таблица 5.10

Расчетные моменты инерции продольного ребра

b_1/h	Необходимый момент инерции продольного ребра	Предельные значения	
		минимальные	максимальные
0,2	$\left(2,5 - 0,5 \frac{a}{h}\right) \frac{a^2}{h} \delta_c^3$	$1,5h\delta_c^3$	$7h\delta_c^3$
0,25	$\left(1,5 - 0,4 \frac{a}{h}\right) \frac{a^2}{h} \delta_c^3$	$1,5h\delta_c^3$	$3,5h\delta_c^3$
0,3	$1,5h\delta_c^3$	—	—

5.6.6. Строительный подъем пролетных балок

При пролетах мостов более 17 м пролетным балкам должен придаваться строительный подъем f_0 , м, который должен быть:

$$f_0 = f_q + \frac{f_e}{2} \geq \frac{L}{800}, \quad (5.40)$$

где f_q, f_e — прогиб пролетной балки, м, от действия постоянных и подвижных нагрузок соответственно; L — пролет крана, м.

Прогиб от постоянной распределенной нагрузки

$$f_q \cong \frac{5}{384} \frac{q_n L^4}{EJ_{lx}} 10^{-3}, \quad (5.41)$$

где q_n — нормативная распределенная нагрузка, кН/м; E — модуль упругости материала, МПа; J_{lx} — момент инерции балки при изгибе в вертикальной плоскости, м⁴.

Прогиб от действия подвижной нагрузки определяется по формулам (5.12) или (5.13).

Теоретический закон изменения ординаты строительного подъема по пролету $f(z)$ принимают обычно в виде синусоиды (рис. 5.7, а).

$$f(z) = f_0 \sin \frac{\pi z}{L}. \quad (5.42)$$

По технологическим причинам линию строительного подъема выполняют ломаной за счет раскроя листов в виде трапеций (рис. 5.7, б, в)

или путем соответствующей раскладки листов. Скос при схеме раскроя по рис. 5.7, б:

$$K = f_0 \frac{H}{Z}. \quad (5.43)$$

При других схемах раскроя (с бóльшим количеством листов) скосы определяют аналогичным образом.

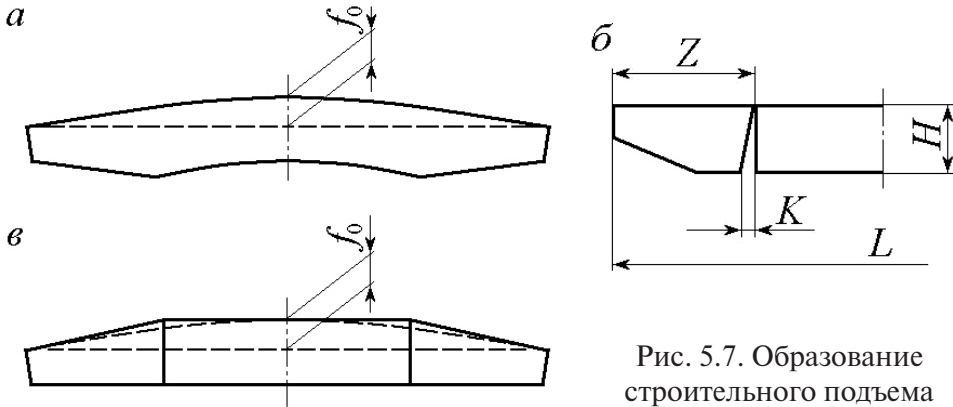


Рис. 5.7. Образование строительного подъема

Зачастую расчетная клиновая подрезка K оказывается меньше, чем допуск на раскрой листов, поэтому преимущественным способом получения строительного подъема является предварительная раскладка свариваемых листов при соблюдении максимально допустимых зазоров для стыковых соединений.

6. Пролетные балки с рельсом над стенкой

6.1. Общие положения

Пролетные балки с рельсом над стенкой имеют более высокую степень использования материала, чем симметричные балки с рельсом на поясе. Это связано, в первую очередь, с тем, что верхний пояс может использоваться в качестве площадки для обслуживания тележки, и, следовательно, не требуется устраивать специальные площадки, как это делается на кранах с балками обычной конструкции. При достаточных размерах внутри балки могут размещаться приводы механизмов передвижения крана и электрооборудование.

Типовое поперечное сечение балки показано на рис. 6.1.

Высота балки рассчитывается так же, как и высота балки с рельсом на поясе. Ширина балки $B = (0,8 \dots 1,0)H$. Толщина стенок $\delta_1 > \delta_2$, толщина поясов $\delta_3 \geq \delta_1$. Поперечные ребра жесткости выполняются в виде рам и располагаются с шагом $a = (1/10 \dots 1/14)L$ в зависимости от конструкции и устойчивости стенок и верхнего пояса. Верхний пояс подкрепляется одним или двумя продольными ребрами жесткости. Необходимость применения продольных ребер на стенках определяется устойчивостью последних.

Вертикальное давление колес тележки, приложенное эксцентрично по отношению к центру кручения (точка O), вызывает скручивание балки.

Коробчатые балки имеют высокую крутильную жесткость, поэтому касательные напряжения от кручения настолько малы, что ими пренебрегают. Однако эксцентричное приложение нагрузки вызывает появление дополнительных поперечных сил как в стенках, так и в поясах,

и касательные напряжения от этих сил могут быть достаточно велики. Кроме того, эксцентричная нагрузка вызывает деформацию поперечных рамных диафрагм, что также должно быть учтено при расчетах.

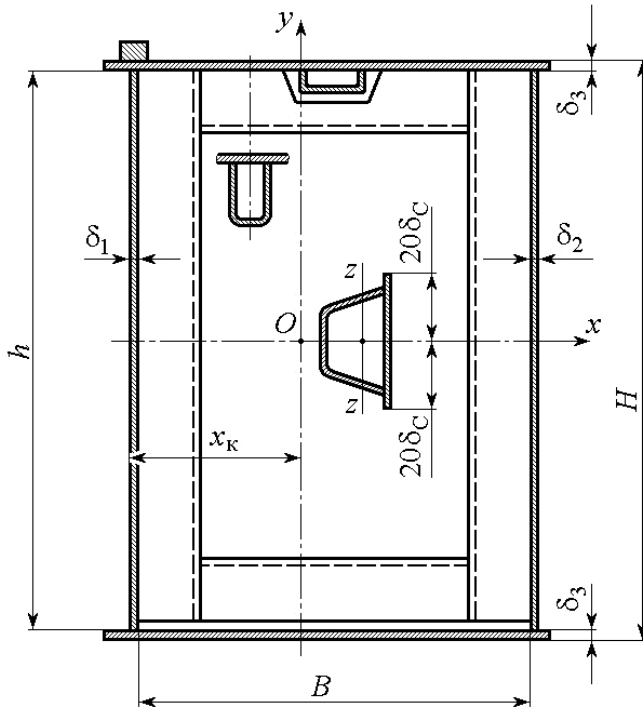


Рис. 6.1. Схема поперечного сечения балки с ребрами жесткости

6.2. Расчет размеров поперечного сечения

Условия обеспечения общей прочности и жесткости балки не зависят от типа ее поперечного сечения. В связи с этим величину момента сопротивления W_x определяют по формуле (5.1) с учетом коэффициента неполноты расчета (см. табл. 5.1...5.5) по формуле (5.2). Величина момента инерции J_x определяется по формулам (5.8) или (5.9).

Поскольку стенки балки будут иметь различную толщину ($\delta_1 > \delta_2$), приняв

$$\delta_c = \delta_1 + \delta_2, \quad (6.1)$$

оптимальные высоты по условиям прочности и жесткости можно определить по выражению:

$$H_{\delta} = \sqrt{\frac{3W_x}{\delta_c}}. \quad (6.2)$$

Для наглядности из формул (6.3...6.4) целесообразно построить графики H_{δ} и H_f по аналогии с графиком рис. 5.2 и для дальнейших расчетов принять большее из их значений.

При одинаковой высоте балки гибкость стенок будет различной и использовать ее в качестве критерия неудобно. Рациональнее воспользоваться аналогией с выполненными конструкциями. Обычно [1, 2] у кранов общего назначения грузоподъемностью 5...50 т высота балок $H = (1/14...1/18)L$, а у кранов грузоподъемностью 80...320 т $H = (1/10...1/14)L$, где L — пролет крана. Тогда в этих диапазонах суммарная толщина стенок может быть определена из функции

$$\delta_c = (\delta_1 + \delta_2) = 3W_x / H_{\sigma}, \quad (6.3)$$

или
$$\delta_c = (\delta_1 + \delta_2) = 6W_x / H_f^2. \quad (6.4)$$

Следует иметь в виду, что величины W_x и J_x определены исходя из различных условий, поэтому величины δ_c по формулам (6.3) и (6.4) в общем случае различны.

По технологическим причинам минимальная толщина стенки принимается не менее 5 мм. С точки зрения обеспечения местной устойчивости гибкость свободной стенки целесообразно ограничить: для углеродистых сталей $S \leq 265$, для низколегированных сталей $S \leq 225...240$, что дает возможность обойтись установкой одного продольного ребра жесткости.

Ширина пояса принимается $B = (0,8...1,0)H$.

Тогда для оптимальной балки при выбранном значении высоты H и сохранении значений W_x или J_x толщина пояса может быть определена по выражениям

$$\delta_{\Pi} = \frac{1}{B} \left(\frac{W_x}{H_{\sigma}} - \frac{\delta_1 + \delta_2}{6} H_{\sigma} \right) \quad (6.5)$$

или

$$\delta_{\Pi} = \frac{1}{B} \left(\frac{2J_x}{H_f^2} - \frac{\delta_1 + \delta_2}{6} H_f \right). \quad (6.6)$$

С учетом замечаний к формулам (5.3) и (5.4) следует, что формулы (6.5) и (6.6) не эквивалентны друг другу.

Желательно, чтобы $\delta_{\Pi} \geq \delta_1$, а если при этом расстояние между стенками $e > 60\delta_{\Pi}$, то пояс необходимо укреплять продольным ребром жесткости.

Продольные ребра стенок и пояса приварены по всей длине к поясу, стенкам и поперечным ребрам жесткости. В связи с этим они должны быть включены в расчетное сечение балки и, следовательно, фактические геометрические характеристики поперечного сечения должны определяться после окончательного выбора всех размеров, в том числе и продольных ребер жесткости.

6.3. Нагрузки от эксцентриситета

При приложении нагрузки к одной из стенок возникает скручивающий балку момент, что приводит к перераспределению нагрузок на элементы поперечного сечения балки.

Схема нагрузок в этом случае [5] показана на рис. 6.2.

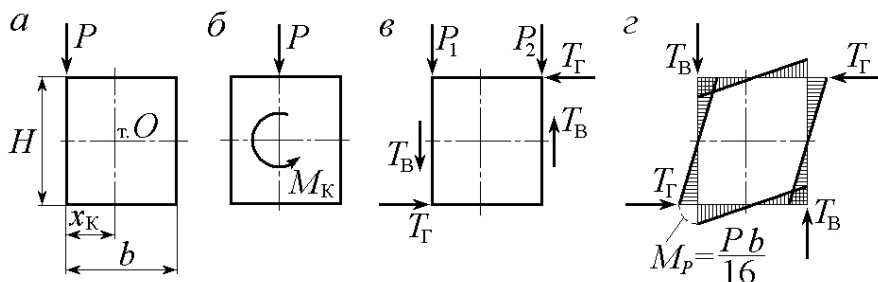


Рис. 6.2. Схемы к расчету балки и диафрагмы-рамы:

a, b — внешние усилия; c — усилия по контуру рамки;
 z — эпюра изгибающих моментов от крутящего момента

Координата центра кручения (точка O) в зависимости от соотношения размеров определяется по графикам на рис. 6.3, на котором $\eta = \delta_2/\delta_1$; $\mu_2 = \delta_3/\delta_1$. Отношение $\mu_1 = H/b$ на графиках принято равным единице.

Крутящий момент:

$$M_K = P \cdot X_K. \quad (6.7)$$

Нагрузки по элементам балки (рис. 6.2, в, г):

$$P_1 = P \cdot \frac{e - x_K}{e}, \quad P_2 = P \cdot \frac{x_K}{e}, \quad T_B = \frac{P}{4}, \quad T_\Gamma = \frac{P \cdot e}{4H}. \quad (6.8)$$

Изгибающие моменты в углах рамки:

$$M_P = \frac{P \cdot e}{16}. \quad (6.9)$$

Исследования [5] показывают, что наличие эксцентриситета не влияет на величину изгибающего момента и соответствующих ему нормальных напряжений. Нормальные напряжения от стесненного изгиба и касательные напряжения от кручения балки малы и ими можно пренебречь. Таким образом, эксцентриситет нагрузки вызывает появление дополнительных нагрузок T_B на стенки и T_Γ на пояса и, следовательно, появление дополнительных касательных напряжений от действия поперечных сил, которые нужно учесть при расчетах, а также деформацию рамки-диафрагмы.

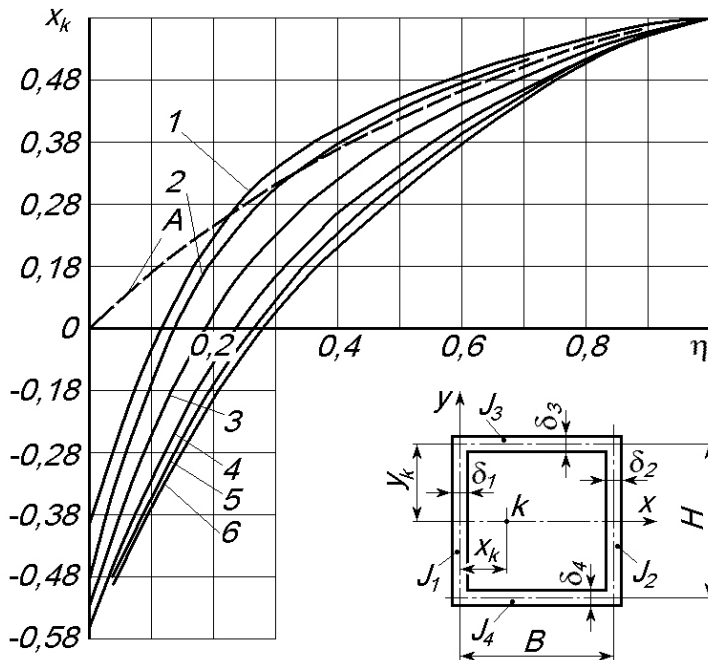


Рис. 6.3. Графики зависимости x_K от $\mu_2 = \delta_3/\delta_1$:

1 — $\mu_2 = 0,25$; 2 — $0,50$; 3 — $1,0$; 4 — $2,0$; 5 — $3,0$; 6 — $5,0$; A — $x_K = B \frac{\delta_2}{\delta_1 + \delta_2}$

6.4. Прочность и устойчивость стенок

6.4.1. Стенка под рельсом

Стенка под рельсом нагружена нормальными напряжениями от общего изгиба, местными нормальными напряжениями от давления колес тележки и касательными напряжениями среза от поперечной силы при общем нагружении балки и дополнительными касательными напряжениями от эксцентриситета нагрузки.

Нормальные напряжения в стенке от общего изгиба на уровне верхнего пояса:

$$\sigma_z = \frac{M \cdot h}{2J_x}, \quad (6.10)$$

где M — общий изгибающий момент для балки по формуле (4.2); h — высота стенки; J_x — общий момент инерции балки.

Местные напряжения сжатия на кромке стенки от давления колеса, передающегося на стенку через рельс и пояс,

$$\sigma_{ym} = \frac{D}{c\delta_c \sqrt{\frac{J_p + J_{\Pi}}{\delta_c}}} \xi, \quad (6.11)$$

где σ_{ym} — местные напряжения сжатия кромки стенки в вертикальной плоскости; D — давление колеса; c — коэффициент, учитывающий способ соединения пояса и стенки; для сварных и прокатных балок $c = 3,25$, для клепаных $c = 3,75$; δ_c — толщина стенки; J_p и J_{Π} — моменты инерции рельса и пояса относительно собственных нейтральных осей; ξ — коэффициент, учитывающий разгружающее влияние поперечных ребер жесткости.

При определении J_{Π} в расчет вводится часть пояса шириной от его наружного края до расстояния 10...12 значений толщины пояса от оси стенки внутри балки, но не менее ширины подошвы рельса.

График коэффициента ξ для сварных балок приведен на рис. 6.4.

На графике

$$\alpha = \frac{2J_{\Pi}}{\delta_c} \left(\frac{\pi}{3a} \right)^3, \quad (6.12)$$

где a — расстояние между ребрами жесткости.

Влияние ребер практически не сказывается ($\xi = 1$) при $a = 70\delta$, а заметное уменьшение местных напряжений на кромке стенки получается лишь при $a = (40...50)\delta_c$. Так часто целесообразно располагать лишь короткие ребра, длина которых должна быть не менее $0,3h$, где h — высота стенки.

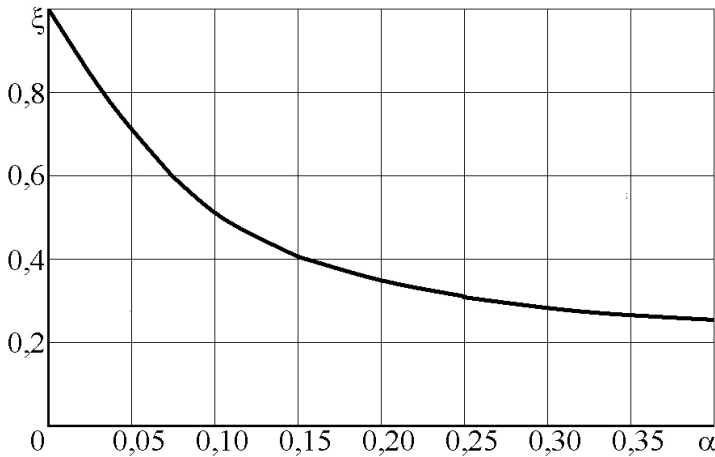


Рис. 6.4. График коэффициента влияния ребер ξ

Касательные напряжения среза от суммарной поперечной силы (см. формулу 6.8):

$$Q = P_1 + T_B = D(0,25 + \frac{\sigma - x_K}{B}) \quad (6.13)$$

в предположении, что ее воспринимает только стенка,

$$\tau = \frac{Q}{\delta_c h}. \quad (6.14)$$

Прочность стенки при плоском напряженном состоянии проверяется по условию:

$$\sqrt{\sigma_z^2 - \sigma_z \cdot \sigma_{yM} + \sigma_{yM}^2 + 3\tau^2} \leq \gamma_0 R_y, \quad (6.15)$$

где γ_0 — коэффициент неполноты расчета (по формуле (5.2) и табл. 5.1...5.5); R_y — расчетное сопротивление материала (табл. 1.2, 1.3).

Устойчивость стенки при действии только касательных напряжений проверяется по указаниям раздела 5.6.4.

При совместном действии нормальных напряжений от общего изгиба балки σ_z и местных нормальных напряжений, а также касательных напряжений τ местная устойчивость проверяется по условию:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{\text{КР}}} + \frac{\sigma_{\text{уМ}}}{\sigma_{\text{МКР}}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{\text{КР}}}\right)^2} \leq 0,9. \quad (6.16)$$

Величина критических напряжений среза $\tau_{\text{КР}}$ определяется по формуле (5.27). Критические нормальные напряжения существенно зависят от соотношения размеров отсека пластинки a/h , где a — шаг диафрагм, и от соотношения местных и общих нормальных напряжений в соответствии с данными табл. 6.1.

Таблица 6.1

**Коэффициенты для проверки устойчивости стенок
сварных коробчатых балок [1]**

Коэффици- циенты	a/h							
	0,5	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
K_1	262	358	481	650	875	1130	1430	1757
$\sigma_{\text{М}}/\sigma$	0	0	0,112	0,300	0,633	1,283	2,249	3,939
K_2	630	630	823	950	1110	1302	1525	1779

Прим. При $a/h > 2$ значения коэффициентов равны их величинам при $a/h = 2,0$.

При $a/h \leq 0,8$ критические напряжения от общего прогиба:

$$\sigma_{\text{КР}} = 146(\delta / h)^2 \cdot 10^4, \text{ МПа}, \quad (6.17)$$

а от местного напряжения:

$$\sigma_{\text{МКР}} = K_1(\delta / a)^2 \cdot 10^4, \text{ МПа}. \quad (6.18)$$

При $a/h = 0,8$, если $\sigma_{\text{М}}/\sigma$ больше значений, указанных в табл. 6.1, то местные критические напряжения:

$$\sigma_{\text{МКР}} = K_2(\delta / h)^2 \cdot 10^4, \text{ МПа}; \quad (6.19)$$

если $\sigma_{\text{М}}/\sigma$ не больше значений, указанных в табл. 6.1, то местные напряжения определяются по формуле (6.18), но с подстановкой $a/2$ вместо a как в формулу (6.18), так и в табл. 6.1.

В обоих случаях $\tau_{\text{КР}}$ вычисляется по действительным размерам отсека.

При высоких значениях сжимающих напряжений для устойчивости стенки применяют, кроме основных поперечных ребер жесткости, продольные ребра на расстоянии $(0,25...0,3)h$ от сжатого пояса и достигающие до продольного ребра короткие поперечные ребра. В этом случае каждый отсек проверяется отдельно (см. 5.6.5) с учетом приведенных выше формул для определения критических напряжений.

6.4.2. Свободная стенка

Прочность и устойчивость свободной стенки проверяют по методике, приведенной в 5.6.4 и 5.6.5.

6.5. Расчет основной поперечной диафрагмы — рамы

Основные диафрагмы обеспечивают устойчивость стенки и поперечную жесткость сечения балки.

Для обеспечения местной устойчивости стенки величина момента инерции ребра должна быть не менее

$$J_1 \geq 3h\delta_c; \quad (6.20)$$

при вычислении J_1 учитывается часть стенки шириной $20\delta_c$ в обе стороны от оси ребра (см. рис. 6.1).

Для ограничения деформации рамы требуемый момент инерции ребра относительно оси Z :

$$J_2 \geq \frac{P\vartheta^2}{96[\Delta]} \left(1 + \frac{H}{\vartheta}\right), \quad (6.21)$$

где $[\Delta]$ — допускаемая деформация рамы (противоположный вертикальный сдвиг обеих стенок); $[\Delta] = (0,001...0,002)\vartheta$.

Нормальные напряжения в углах рамы (см. рис. 6.2, г):

$$\sigma = \frac{P\vartheta}{16W_z} \leq \gamma_0 R_y, \quad (6.22)$$

где W_z — момент сопротивления ветви рамы относительно оси Z (см. рис. 6.1).

Таким образом, определение размеров ребра рамы будет производиться методом подбора.

6.6. Продольные ребра жесткости

Расчет необходимых параметров продольных ребер жесткости производится по методике, приведенной в п. 5.6.5.

После окончательного назначения всех размеров сечения и ребер жесткости рассчитываются геометрические характеристики поперечного сечения для средней части пролета главной балки.

7. Концевые балки четырехколесных кранов

7.1. Конструктивные исполнения

Типовая конструкция концевой балки показана на рис. 7.1.

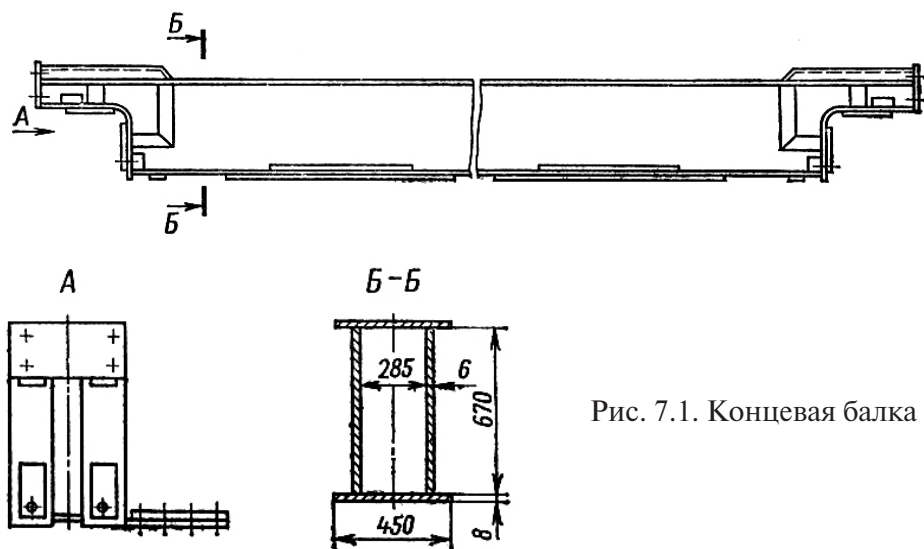


Рис. 7.1. Концевая балка

В концевых участках балки устанавливаются ходовые колеса на угловых буксах (рис. 7.2).

Установочные размеры колес на угловых буксах приведены на рис. 7.3 и в табл. 5.7 и 7.1.

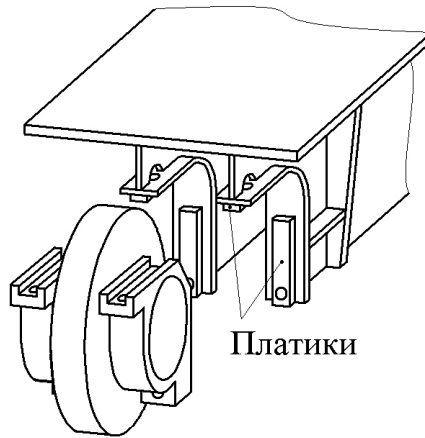


Рис. 7.2. Установка ходового колеса

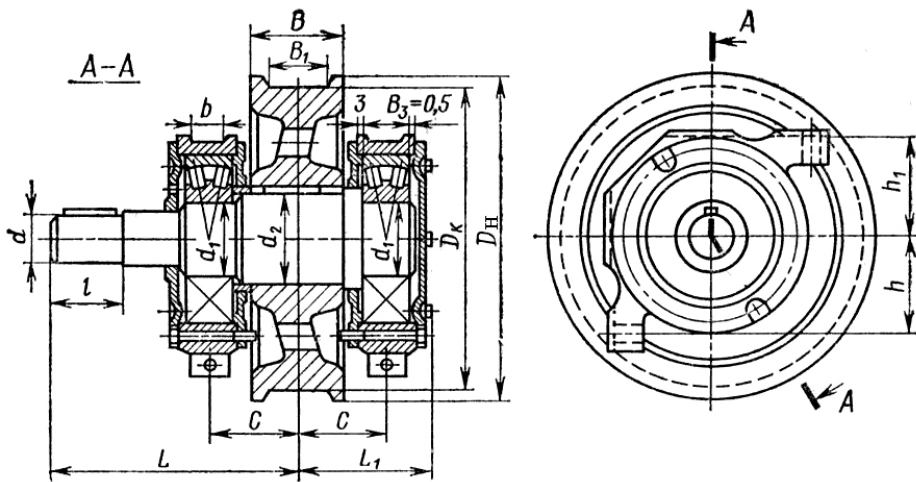


Рис. 7.3. Колесо крановое на угловых буксах

Таблица 7.1

Размеры крановых колес типа I

D_K	D_H	d	d_1	d_2	B	B_1	b	b_1	L	L_1	l	h	h_1	C	Номер подшип- ника	Масса, кг
400	450	65	90	95	130	80	76	50	320	170	95	150	120	115	3618	183
560	610	125	130	150	180	130	105	60	495	238,5	150	210	175	165	3626	480

Окончание табл. 7.1

D_K	D_H	d	d_1	d_2	B	B_1	b	b_1	L	L_1	l	h	h_1	C	Номер подшип- ника	Масса, кг
710	760	125	170	200	180	130	132	80	570	284	150	265	225	190	3634	845
800	850	125	170	200	200	150	132	80	570	284	150	265	225	190	3634	985

7.2. Расчет надбуксовой части концевой балки

Надбуксовая часть концевой балки представляет собой открытое тонкостенное сечение с большим количеством концентраторов напряжений. Это сечение воспринимает вертикальные, горизонтальные и скручивающие переменные нагрузки большой интенсивности, что приводит к многочисленным случаям появления усталостных повреждений и требует строгих расчетов.

Расчетная схема надбуксового участка показана на рис. 7.4.

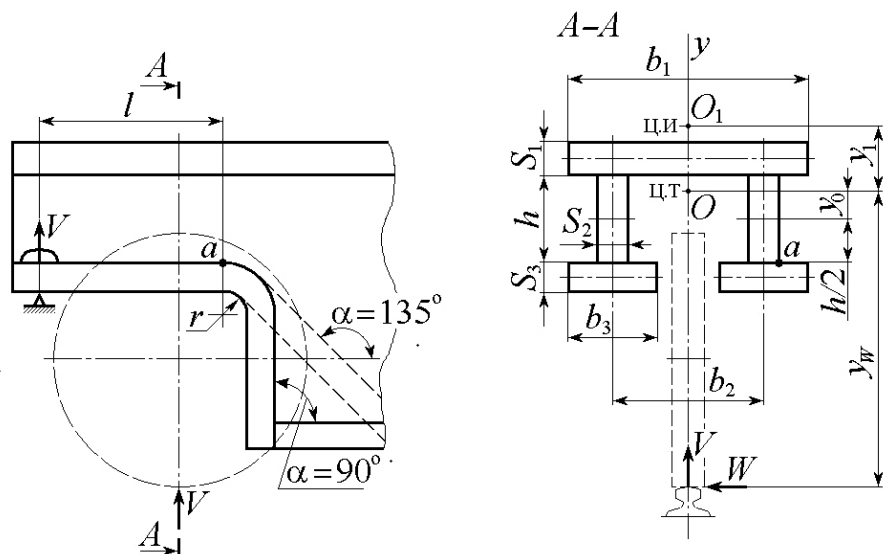


Рис. 7.4. Расчетная схема надбуксовой части концевой балки четырехколесного крана

Наиболее нагруженное сечение проходит по точке a — переходу от прямолинейной части нижнего листа к части криволинейной. В этой зоне действуют наибольшие как по величине, так и по концентрации величины переменных нормальных и касательных напряжений [5, 9]. Сечение нагружено вертикальной силой V от веса крана и горизонтальной силой N , возникающей при перекосе моста. Нагрузка N вызывает не только изгиб в горизонтальной плоскости, но и скручивание сечения относительно центра кручения открытого профиля (точка O_1). Величины нагрузок определяются по комбинации ПБ и ПВ для случая положения тележки у концевой балки.

7.2.1. Геометрические характеристики сечения

Площади поперечного сечения элементов:

$$F_1 = b_1\delta_1; F_2 = b_2\delta_2; F_3 = b_3\delta_3. \quad (7.1)$$

Вертикальная координата центра тяжести (точка O) относительно середины высоты стенки [7]:

$$y_0 = \frac{F_1 \cdot \frac{h + \delta_1}{2} - 2F_3 \cdot \frac{h + \delta_3}{2}}{(F_1 + 2F_2 + 2F_3)}. \quad (7.2)$$

Момент инерции при изгибе в вертикальной плоскости:

$$J_x = F_1 \left(\frac{h}{2} - y_0 + \frac{\delta_1}{2} \right)^2 + 2 \frac{\delta_2^3}{12} + 2F_2 \left(\frac{h}{2} - y_0 \right)^2 + 2F_3 \left(\frac{h}{2} + y_0 + \frac{\delta_3}{2} \right)^2. \quad (7.3)$$

Момент инерции при изгибе в горизонтальной плоскости:

$$J_y = \frac{b_1^3}{12} + 2F_2 \left(\frac{b_2}{2} \right)^2 + 2 \frac{b_3^3}{12} + 2F_3 \left(\frac{b_2}{2} \right)^2. \quad (7.4)$$

Момент инерции при кручении:

$$J_K = 0,5(b_1\delta_1^3 + 2h\delta_2^3 + 2b_3\delta_3^3). \quad (7.5)$$

Координата центра изгиба (точка O_1):

$$y_1 = \frac{F_2 b_2^2 h}{4J_y} + \frac{h}{2} - y_0. \quad (7.6)$$

7.2.2. Напряжения в точке a

По общим формулам сопротивления материалов нормальные напряжения в точке a от изгиба в двух плоскостях [5,9]:

$$\sigma_0 = \sigma_x + \sigma_y = \frac{Nl}{W_{xa}} + \frac{Nl}{W_{ya}}, \quad (7.7)$$

где W_{xa} и W_{ya} — моменты сопротивления сечения:

$$W_{xa} = \frac{J_x}{0,5h + y_0}; \quad W_{ya} = \frac{2J_y}{b_2}. \quad (7.8)$$

Касательные напряжения среза от действия поперечных сил и чистого кручения определяются без учета напряжений поперечного среза от действия силы N . Учитываются только вертикальные нагрузки и кручение:

$$\tau_0 = \frac{V}{2h\delta_2} + \frac{N(y_N + y_1)}{2J_K}. \quad (7.9)$$

При учете только этих напряжений проверка прочности по приведенным напряжениям выполняется по формуле:

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_0^2 + 3\tau_0^2} \leq R_{уп} \gamma_0. \quad (7.10)$$

Коэффициент неполноты расчета, рекомендуемый в [20], этом случае принимается $\gamma_0 = 0,4$, что может оказаться недостаточным.

При более точных расчетах с учетом результатов специальных исследований рекомендуется выполнять проверку прочности узла по приведенным напряжениям с учетом концентрации напряжений [5, 7, 24 и др.]:

$$\sigma_{пр} = k_{ш} K_r \sqrt{\sigma_R^2 - \sigma_R \sigma_\Theta + \sigma_\Theta^2 + 3\tau_{\Theta R}^2} \leq R_{уп} \gamma_0. \quad (7.11)$$

В этой формуле $\sigma_\Theta = \sigma_0 K_R$ — радиальное напряжение, отрывающее шов от стенки; $\sigma_R = \sigma_0 K_\Theta$ — тангенциальное напряжение вдоль шва; $\tau_{\Theta R} = \tau_0 K_\tau$ — суммарные касательные напряжения; σ_0 и τ_0 — нормальные и касательные напряжения, определяемые по общим формулам сопротивления материалов, как для консольной балки длиной l для места начала закругления (точка a) по формулам (10.8) и (10.10); $k_{ш}$, K_R , K_r , K_Θ , K_τ — коэффициенты концентрации, графики которых приведены на рис. 7.5.

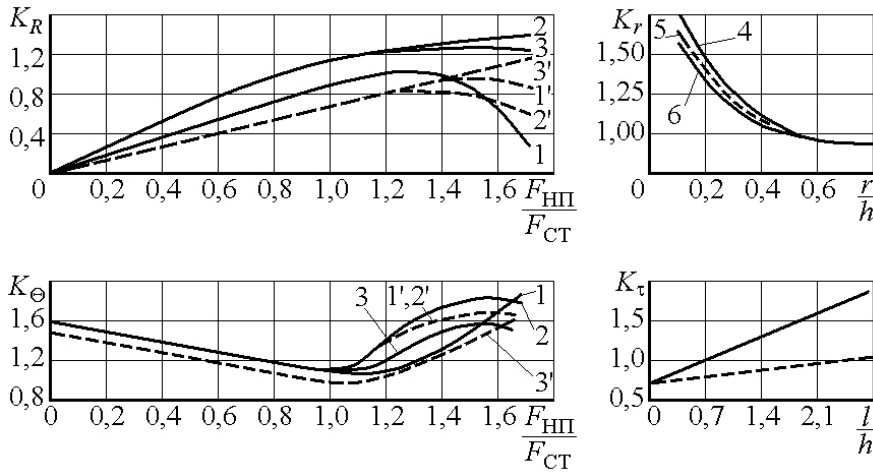


Рис. 7.5. Графики коэффициентов концентрации:

сплошные линии — для угла $\alpha = 90^\circ$; пунктирные — для $\alpha = 135^\circ$.
 Кривые 1 и 1' — для $h/H = 0,55$; 2 и 2' — для $h/H = 0,4$; 3 и 3' — для $h/H = 0,25$;
 4, 5 и 6 — для $h/H = 0,6, 0,4$ и $0,27$. $F_{\text{НП}} = F_3$ — площадь элемента
 нижнего пояса; $F_{\text{СТ}} = F_2$ — площадь стенки

Как видно из приведенных графиков, на величину напряжений влияют не только абсолютные размеры элементов, но и отношения размеров, причем это влияние неоднозначно.

Для повышения надежности и работоспособности надбуксовых частей концевых балок краностроительными заводами и владельцами кранов при ремонтах металлоконструкций предложено много вариантов, предусматривающих увеличение как изгибной, так и в особенности крутильной жесткости сечений путем создания замкнутых контуров в надбуксовой части балки. Некоторые варианты конструктивных решений показаны на рис. 7.6 [5, 7, 9].

В указанных вариантах основной целью является уменьшение или вообще исключение касательных напряжений от скручивания сечения.

При варианте рис. 7.6, а скручивающий момент воспринимается замкнутым контуром и касательные напряжения в стенке от кручения будут:

$$\tau_{\text{КР}} = \frac{T_{\text{КР}}}{2bh\delta_{\text{СТ}}}, \quad (7.12)$$

где $b, h, \delta_{\text{СТ}}$ — размеры контура и толщина стенки.

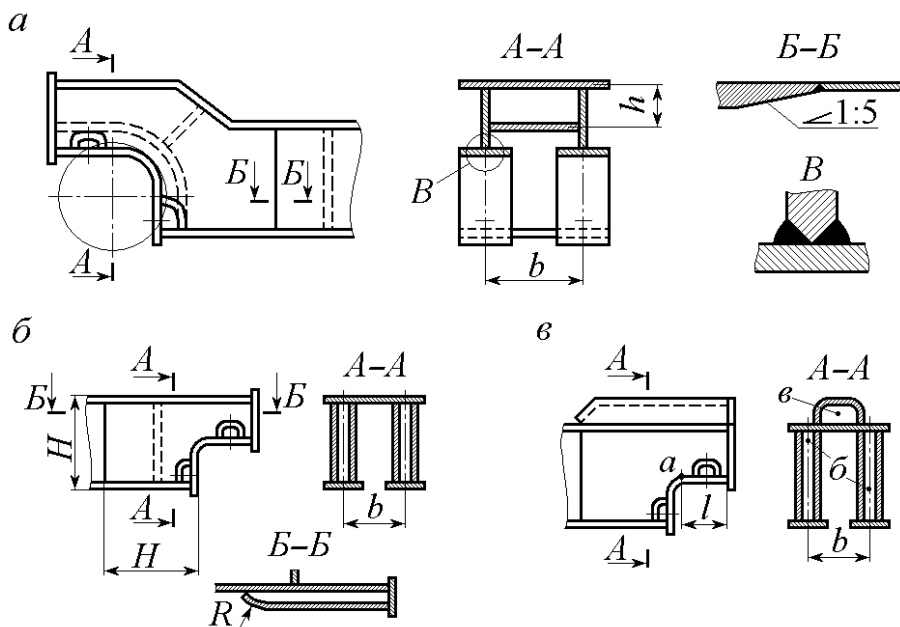


Рис. 7.6. Варианты усиления надбуксовой части концевой балки

В сечении по рис. 7.6, б скручивающий момент будет восприниматься двумя балочными контурами и реализоваться в виде дополнительных вертикальных нагрузок на каждый контур:

$$V' = \frac{T_{\text{кр}}}{b}, \quad (7.13)$$

что приведет к некоторому увеличению нормальных напряжений и исключению касательных напряжений от кручения.

Аналогичную картину дает и сечение по типу рис. 7.6, в. Здесь распределение скручивающего момента по контурам б и в будет осуществляться пропорционально жесткости контуров:

$$T_{\text{в}} = \frac{T_{\text{кр}}}{1 + \alpha}; \quad T_{\text{б}} = \frac{T_{\text{кр}}}{b} \frac{\alpha}{\alpha + 1}; \quad (7.14)$$

$$\alpha = \frac{2l^2 G J_{\text{кр}}^{\text{б}}}{3b^2 E J_x^{\text{в}}}, \quad (7.15)$$

где l, b — размеры по рис. 7.6, ν ; G, E — модули сдвига и упругости материала; $J_{\text{кр}}^{\nu}$ — момент инерции при кручении замкнутого контура ν ; J_x^{δ} — момент инерции при изгибе в вертикальной плоскости одного замкнутого контура δ .

Сечение концевой балки между пролетными балками принимается конструктивно, прочность балки проверяется на изгиб в двух плоскостях от действия максимальных нагрузок комбинаций II А и II В при расположении тележки у концевой балки.

Из условий перевозки концевые балки могут быть разрезаны в назначенных сечениях, перекрываемых при монтаже накладками.

8. Компоновочные схемы металлоконструкций мостов

8.1. Общие принципы компоновки

Компоновка мостов кранов общего назначения определяется как конструктивным исполнением пролетных частей, так и компоновкой узлов сопряжения пролетных балок моста, концевых балок и конструктивным исполнением ходовой части крана. Часто определяющим фактором является исполнение приводов механизмов передвижения, типовые параметры которых представлены в табл. 8.1 [24].

При выполнении компоновки должны быть решены следующие задачи:

- определение общих параметров моста;
- размещение элементов приводов механизма передвижения на галерее;
- назначение основных размеров узла сопряжения балок и привода механизмов передвижения.

Таблица 8.1

Параметры приводов механизмов передвижения кранов

Грузо-подъемность крана, т	Электродвигатель	Редуктор	Тормоз	Диаметр ходового колеса, мм	Число колес	
					общее	приводных
5	МТН 111–6	Ц2–250	ТКТ-160*	400	4	2
8	МТФ 112–6*	Ц2–300	ТКТ-160*	500	4	2

Окончание табл. 8.1

Грузо- подъем- ность крана, т	Электродви- гатель	Редук- тор	Тормоз	Диаметр ходово- го колеса, мм	Число колес	
					общее	приво- дных
12,5	MTF 211–6*	Ц2–300	ТКТ-200*	630	4	2
20	MTF 211–6*	Ц2–300	ТКТ-200*	630	4	2
32	MTF 311–6*	Ц2–400	ТКТ-250*	710	4	2
50	MTF 411–6*	Ц2–500	ТКТ-250*	800	4	2
100 125 160	МТН 211–6	ВКУ-750	ТКГ-200	710	8	2
200 250	МТН 112–6	ВКУ-750	ТКГ-200	710	16	4
320 при пролете до 25 м	МТН 112–6	ВКУ-750	ТКГ-200	710	16	4
320 при пролете более 25 м	MTF 312–6*	ВКУ-750	ТКГ-200	710		4

Прим. Установочные и присоединительные размеры крановых колес на угловых буксах приведены на рис. 7.3 и в табл. 7.1; * — оборудование снято с производства

При компоновке узла *в плане* определяется положение элементов привода относительно концевой балки и вертикальной стенки пролетной балки.

У кранов грузоподъемностью 5...50 т используются горизонтальные редукторы типа Ц2. Весь привод размещается на горизонтальной раме из прокатных или сварных профилей. Рама при этом опирается на приваренные к стенке балки консоли, поддерживающие всю галерею и обладающие достаточными прочностью и жесткостью. У кранов большей грузоподъемности используются, как правило, вертикальные редукторы типа ВКУ. Для их крепления требуются вертикальные рамы, приваренные к стенке балки.

Габаритные и присоединительные размеры редукторов, двигателей, тормозов, муфт следует принимать по данным, приведенным в норма-

тивной и справочной литературе, например в [20, 21, 24 и др.]. При компоновке в соответствии с требованиями Ростехнадзора [14] необходимо обеспечить возможность удобного доступа к крепежным точкам. Для обслуживания привода ширина свободного прохода по галерее должна быть не менее 400 мм. На галереях должны устанавливаться перила высотой 1000 мм; по нижнему краю перил устанавливается сплошная зашивка высотой 100 мм. Настил галереи выполняется из просечно-вытяжных, рифленых или дырчатых листов. Галереи рассчитываются на подвижную сосредоточенную нагрузку 1000 Н, распределенную на площадке $0,2 \times 0,2$ м. Ограждения рассчитываются на раздельное воздействие вертикальной нагрузки 1000 Н и горизонтальной 350 Н.

К галерее подвешивается кабина машиниста. Параметры кабины приведены в [21]. Расстояние между задней стенкой кабины (тамбура) и посадочной площадкой должно быть в пределах 60...150 мм. Из тамбура кабины устраивается лестница для выхода на галерею, а в настиле галереи — люк размерами 500×500 мм.

У кранов большой грузоподъемности устраивается две галереи: нижняя для расположения приводов механизма передвижения и электрооборудования; верхняя для обслуживания грузовой тележки. Высота свободного прохода по нижней галерее должна быть не менее 1800 мм.

При компоновке узла в вертикальных плоскостях нижняя точка приварки консолей должна располагаться на расстоянии не менее 50 мм от шва соединения стенки и нижнего пояса, что может потребовать корректировки высоты пролетной балки.

Компоновочная схема оформляется как самостоятельный элемент на формате А3, обязательно в масштабе. Пример компоновочной схемы для крана грузоподъемностью 32 т с пролетом 22,5 м приведен на рис. 8.1.

Примеры конструктивных исполнений приводов при использовании горизонтальных редукторов показаны на рис. 8.2, б, в.

При определении *общих* параметров моста заданными размерами являются пролет крана, база и колея тележки, определяющие взаимное положение пролетных и концевых балок и, следовательно, положение вертикальной стенки пролетной балки. Размеры (ширина и высота) концевой балки и балансиров определяются конструкцией ходовой части, числом колес, размерами колесных установок или балансиров, т. е. назначаются конструктивно. Длина концевой балки назначается из условия, что база крана должна составлять не менее $1/6$ проле-

та. При этом должна обеспечиваться возможность размещения на галерее элементов привода механизма передвижения.

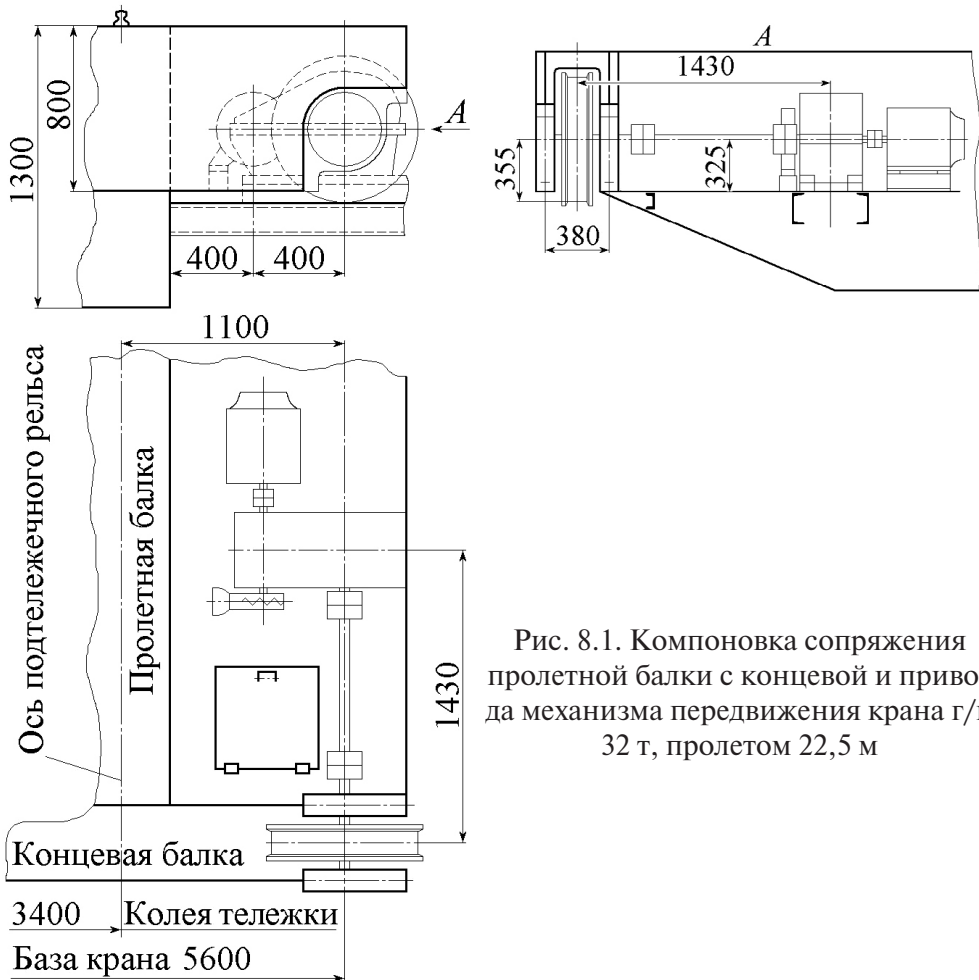


Рис. 8.1. Компоновка сопряжения пролетной балки с концевой и привода механизма передвижения крана г/п 32 т, пролетом 22,5 м

Компоновка привода должна осуществляться по всем трем проекциям с указанием основных установочных размеров.

При выполнении общей компоновки моста должна учитываться возможность перевозки конструкции. Габариты груза (транспортных единиц моста) для перевозки по железной дороге показаны на рис. 8.3 и 8.4 [5].

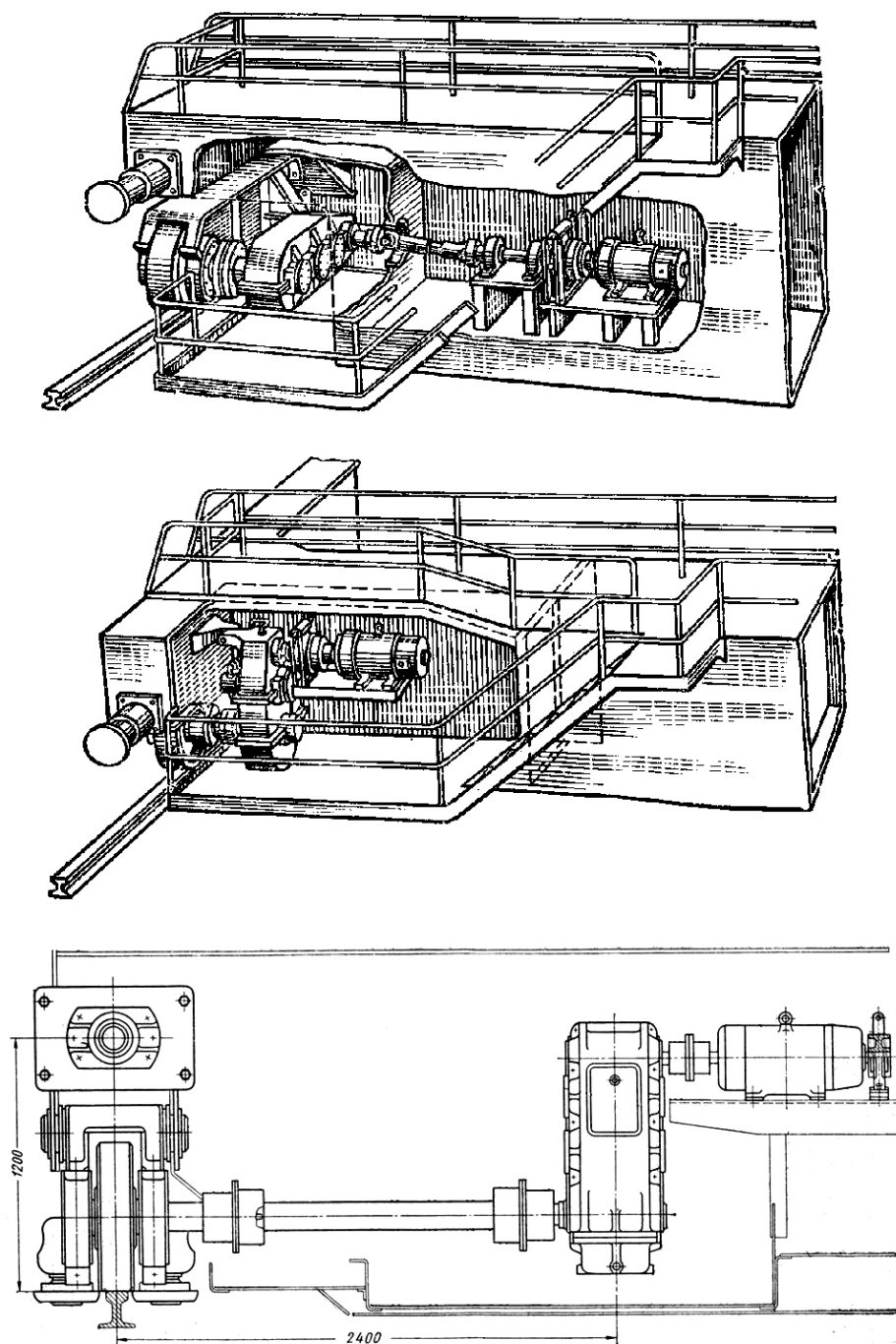


Рис. 8.2. Примеры конструкций приводов

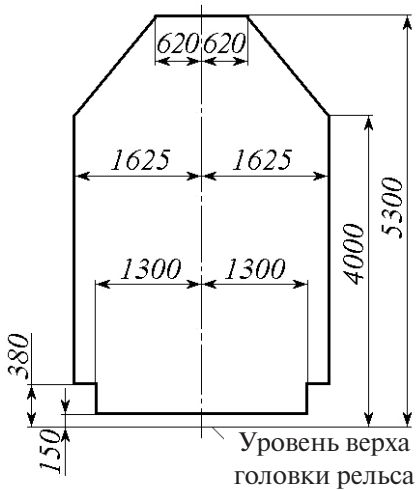


Рис. 8.3. Очертание габаритов грузов, перевозимых в пределах общей сети железных дорог России

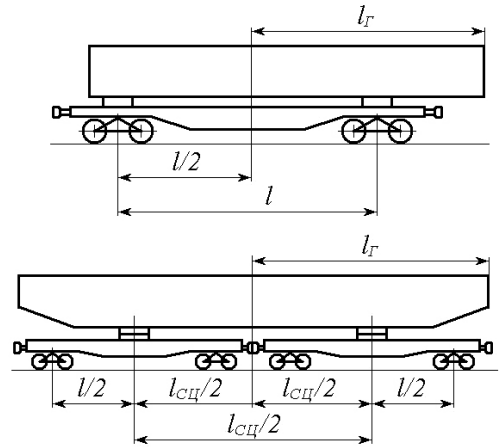


Рис. 8.4. Схемы погрузки грузов на платформу и на сцеп из двух платформ

В большинстве случаев крановые металлоконструкции перевозят отдельными частями с последующей сборкой (сваркой) на месте монтажа.

Узлы сопряжения пролетных и концевых балок показаны на рис. 8.5. Соединения выполняются, как правило, сварными с использованием монтажных накладок.

Накладки выполняют и роль компенсаторов неточностей изготовления балок (за счет размера a). В соответствии с требованиями ГОСТ 27584–88 «Краны мостовые и козловые электрические. Общие технические условия», для обеспечения прямоугольности моста в плане разность диагоналей, замеренных по симметричным точкам, например по точкам пересечения осей балок, не должна превышать 5 мм, что и обеспечивается с помощью накладок 3 и 4 при монтаже моста.

Проверка прочности узла стыковки балок и сварных швов производится на действие комбинаций нагрузок II Б и II В (см. табл. 1.1). Вертикальные тавровые и нахлесточные швы приварки накладок 4 проверяются на действие вертикальных нагрузок, швы горизонтальных накладок 3 — на действие момента от силы перекоса моста. Расчетные схемы нагружения принимаются в соответствии с указаниями раздела 4.

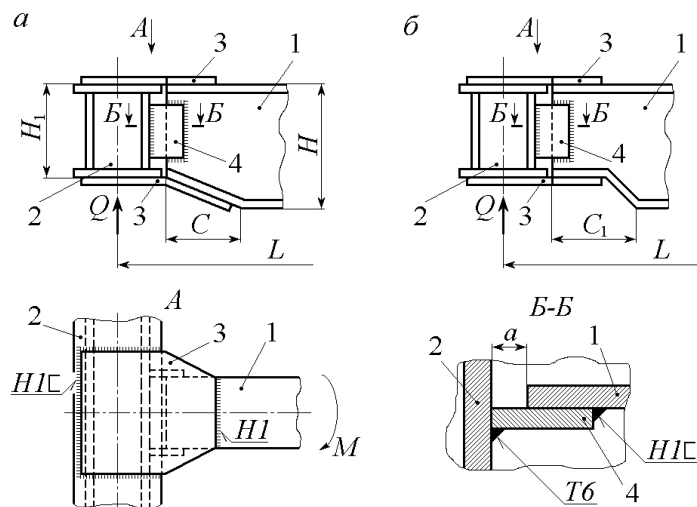


Рис. 8.5. Варианты стыковки балок моста:

a — изогнутой и *б* — плоской накладками стыковки поясов; 1 — главная балка
2 — концевая балка; 3 — накладки стыковки поясов; 4 — накладки стыковки стенок

8.2. Краны грузоподъемностью 80...320 т

Современная конструкция моста тяжелого крана показана на рис. 8.6.

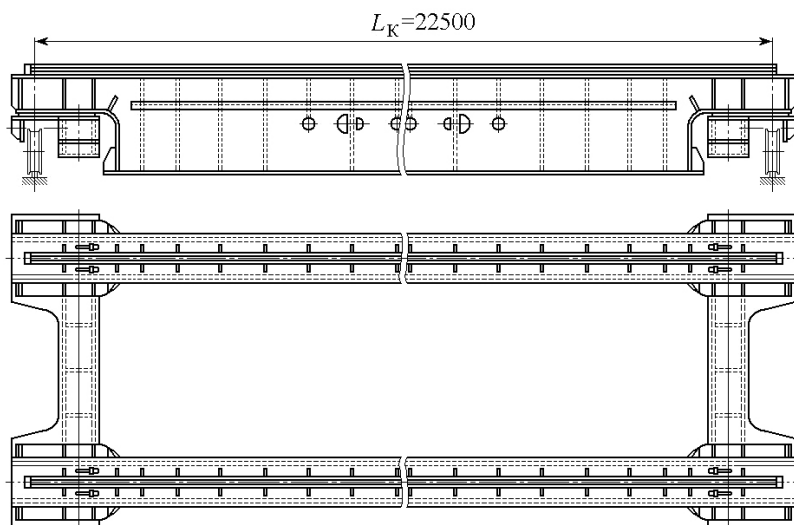


Рис. 8.6. Мост крана общего назначения блочной конструкции

Мост крана выполняется из крупных блоков: пролетных и концевых балок, соединяемых в процессе монтажа на месте эксплуатации крана.

Краны имеют 8 или 16 колес, смонтированных в балансирах. Типы балансиров показаны на рис. 8.7. Концевые балки поставляются в сборе с балансирами (рис. 8.8).

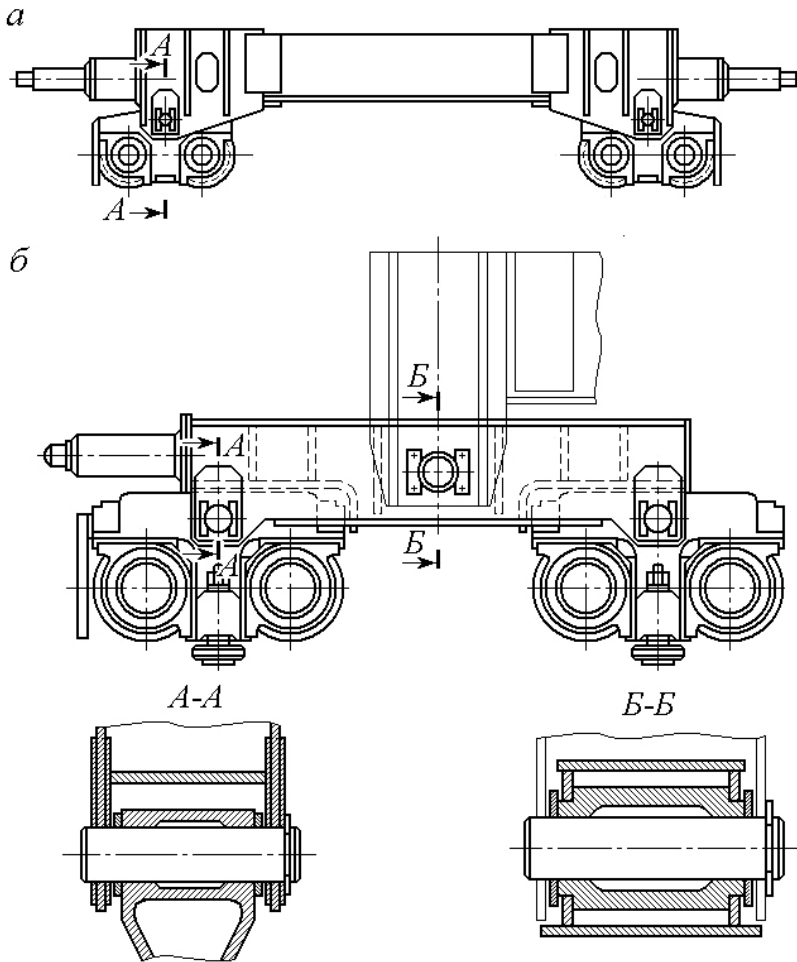


Рис. 8.7. Балансиры:

a — одноярусный; *б* — двухярусный

Оси балансиров совмещаются с продольными осями пролетных балок, если это соответствует габаритам ходовой части грузовых тележек. При такой компоновке все нагрузки воспринимаются сечением

A—A, работающим на срез и изгиб в горизонтальной плоскости от действия сил перекоса.

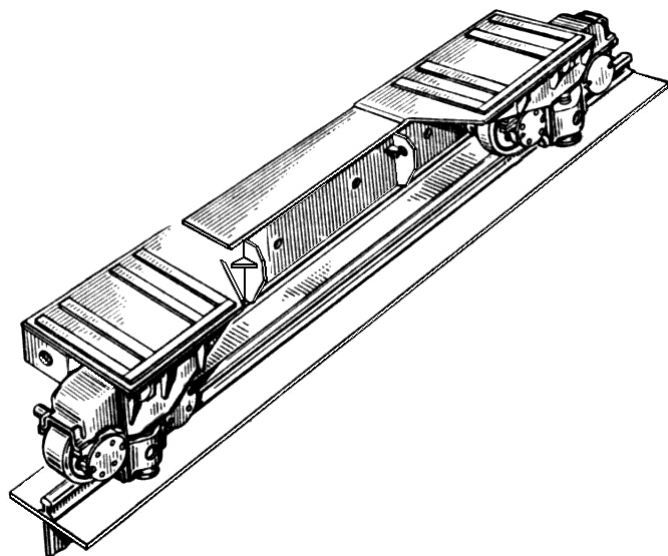


Рис. 8.8. Концевая балка в сборе с балансирами

Конструкция концевой балки показана на рис. 8.8 и 8.9.

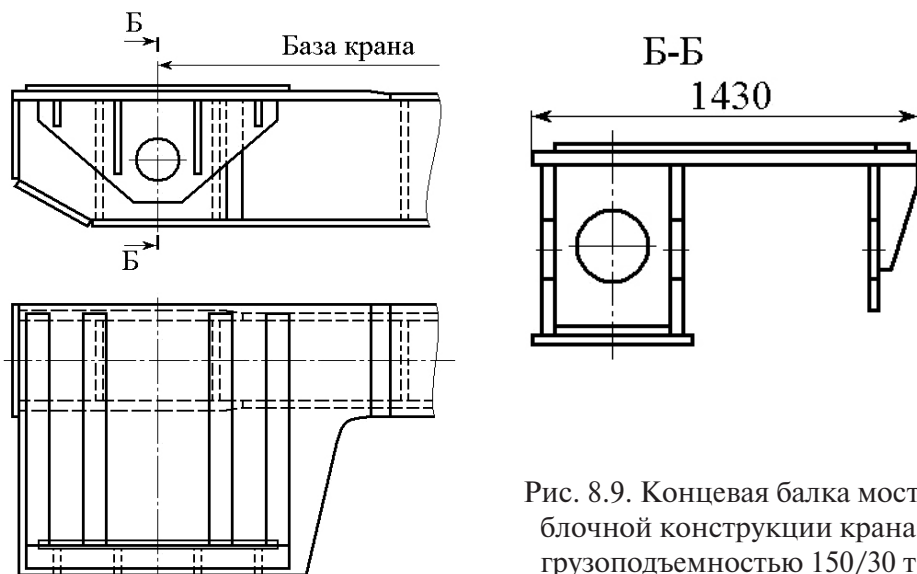


Рис. 8.9. Концевая балка моста блочной конструкции крана грузоподъемностью 150/30 т

Конструкция опорной части пролетной части показана на рис. 8.10, а узел стыковки пролетной и концевой балок — на рис. 8.11.

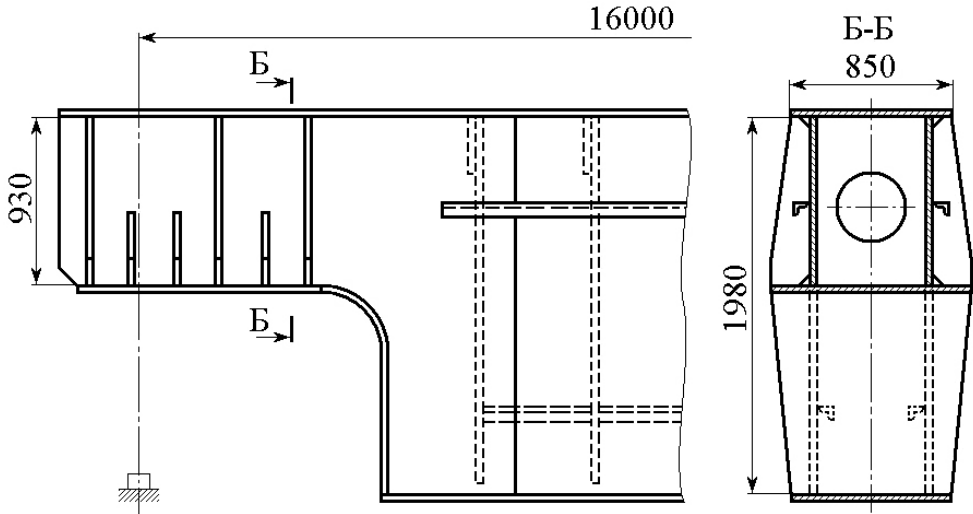


Рис. 8.10. Пролетная балка моста блочной конструкции крана грузоподъемностью 150/30 т

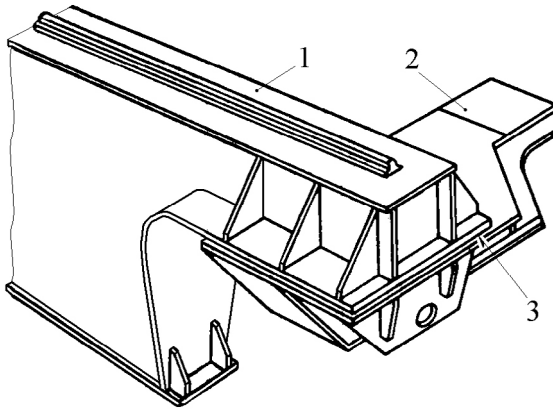


Рис. 8.11. Узел соединения балок мостов блочной конструкции:

- 1 — пролетная балка;
- 2 — концевая балка;
- 3 — сварной монтажный шов

Соединения балок выполняются сварными швами на уровне верхнего пояса концевой балки. Расчет шва производится на действие момента от перегиба моста, определяемого для расчетной комбинации нагрузок II В.

Схема к расчету опорного сечения пролетной балки показана на рис. 8.12.

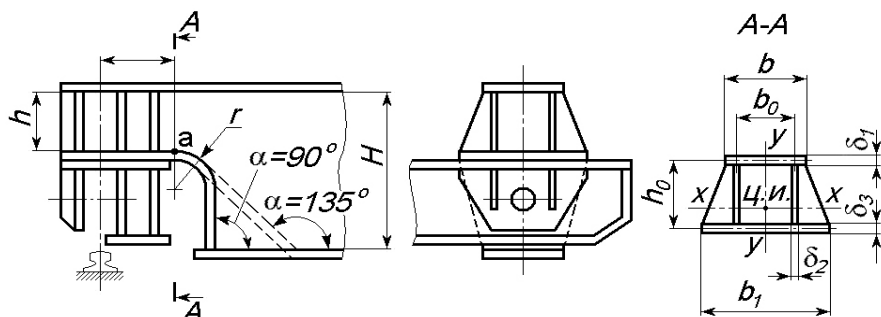


Рис. 8.12. Схема к расчету опорного сечения пролетной балки

Характер работы опорного сечения, и в частности в точке наибольшей концентрации напряжений a , аналогичен работе надбуксовой части концевой балки четырехколесного крана. Основным отличием является то, что расчетное сечение — замкнутый контур, имеющий высокую крутильную жесткость, и его центр кручения совпадает с центром тяжести. Кроме этого, боковые нагрузки от перекоса моста не вызывают скручивания сечения. В связи с этим расчетное сечение А—А (точка a) рассчитывается на действие нормальных напряжений от вертикальных и горизонтальных нагрузок и касательного напряжения среза от действия вертикальных нагрузок. С этими коррективами для расчета может быть использована методика п. 7.2.

Расчетная схема монтажного стыкового шва показана на рис. 8.13. Расчет соединений производится в соответствии с изложенным в разделе 3.

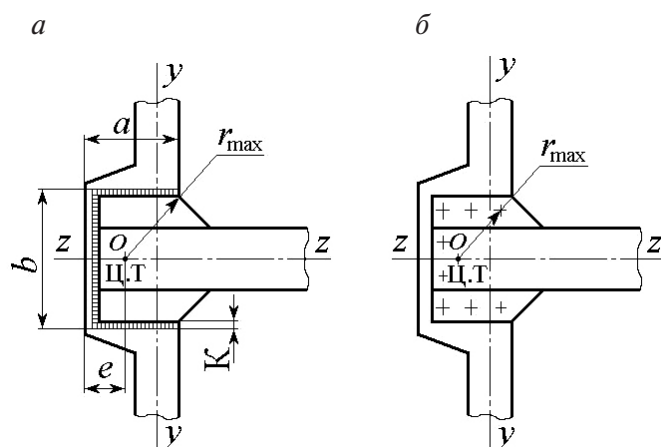


Рис. 8.13. Расчетные схемы узла стыковки балок:

a — сварное соединение; b — болтовое

9. Пример расчетов металлических конструкций

9.1. Исходные данные

Для примера расчета возьмем мост крана грузоподъемностью 32 т с коробчатыми сплошностенчатыми балками, с рельсом, расположенным по оси верхнего пояса (рис. 9.1).

Кран эксплуатируется при температуре выше минус 20 °С, пролет крана — 22,5 м, скорость передвижения крана — 1,20 м/с, высота подъема груза — 28 м, скорость подъема — 0,17 м/с, группа классификации (режима) работы крана — А4.

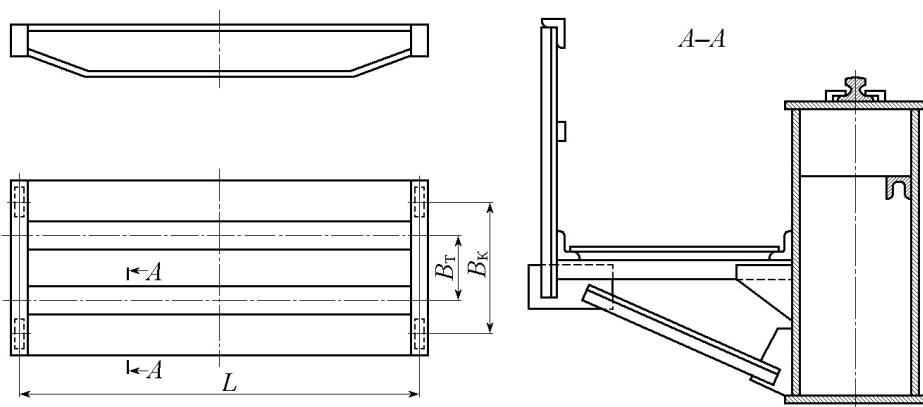


Рис. 9.1. Металлоконструкция кранового моста

В дополнение к этим исходным данным берем из курсового проекта по дисциплине «Грузоподъемные машины» значения веса тележки,

ее колеи и базы, если, конечно, они совпадают с грузоподъемностью, или эти параметры задаются преподавателем. В нашем случае принимаем колею тележки $B_T = 3,4$ м, базу $L_T = 3,2$ м. Вес тележки определим по соотношению $G_T = (0,25 \dots 0,35)G_r$, т. е.

$$G_T = 0,287 \cdot 32 \cdot 9,81 = 90 \text{ кН.}$$

9.2. Выбор материала конструкции

Учитывая, что проектируемый кран будет эксплуатироваться при температуре выше -20°C , в качестве материала для основных несущих элементов, в соответствии с данными табл. 1.1, принимаем малоуглеродистую сталь Ст3сп5 по ГОСТ 380–94.

Расчетное сопротивление материала при растяжении, сжатии и изгибе $R_y = R_{уп}/\gamma_m$ (см. табл. 2.6, на стр. 44), где $R_{уп} = 255$ МПа — нормальное сопротивление, принимаемое равным пределу текучести; $\gamma_m = 1,05$ — коэффициент надежности по материалу.

Таким образом, $R_y = 255/1,05 = 243$ МПа.

Расчетное сопротивление при сдвиге (срезе):

$$R_s = 0,58 \cdot R_{уп}/\gamma_m = 0,58 \cdot 255/1,05 = 141 \text{ МПа.}$$

Расчетные сопротивления стыковых сварных швов при растяжении, сжатии, изгибе $R_{wy} = R_y = 243$ МПа (см. табл. 2.6). Расчетные сопротивления стыковых сварных швов при сдвиге $R_{ws} = R_s = 141$ МПа (см. табл. 2.6).

Расчетные сопротивления металла углового шва при срезе $R_{wf} = (0,55r_{уп})/\gamma = 0,55 \cdot 410/1,25 = 180$ МПа (см. табл. 3.2 и 3.4), где $R_{уп} = 410$ МПа — нормативное сопротивление материала шва (см. табл. 3.3); $\gamma = 1,25$ — коэффициент надежности.

9.3. Расчетные нагрузки

При определении прочности металлоконструкций расчетные нагрузки рассматриваются при комбинации II А (см. табл. 4.1), при этом тележка находится в середине пролета моста и производится подъем груза.

9.3.1. Нагрузки от веса моста

Для заданных параметров пролета крана при выбранной общей схеме его исполнения и принятом материале по графикам рис. 4.1 находится в качестве первого приближения нормативный вес моста $G_{МК} = 270$ кН. Расчетный вес полумоста (см. табл. 4.1):

$$G_M = \frac{G_{МК} \cdot \gamma_M}{2} = \frac{270 \cdot 1,1}{2} = 149 \text{ кН},$$

а расчетный погонный вес полумоста (без веса кабины и приводов механизма передвижения):

$$q_{пм} = \frac{G_M}{L} = \frac{149}{22,5} = 6,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

9.3.2. Нагрузки от веса кабины и механизмов передвижения

Нормативный вес кабины (закрытой, с электрооборудованием) принимаем $G_{КН} = 14$ кН. Расчетный вес кабины $G_K = G_{КН} \cdot \gamma_K = 14 \cdot 1,2 = 16,8$ кН. Кабина располагается таким образом, чтобы между задней стенкой и осью подкранового рельса было не менее 1000 мм. Принимаем расстояние от середины кабины до подкранового рельса $a_2 = 2,5$ м.

Нормативный вес привода механизма передвижения моста крана в первом приближении [2] можно определить, воспользовавшись табл. 7.1, в которой приведены данные по раздельному механизму передвижений кранов (типоразмеры двигателей, тормозов, ходовых колес) грузоподъемностью (5...320) т.

По данным этой таблицы, нормативный вес каждого привода крана грузоподъемностью 32 т составляет примерно 6 кН. Тогда расчетный вес одного привода:

$$G_{пр} = \gamma G_{пр.н} = 1,2 \cdot 6 = 7,2 \text{ кН},$$

где γ — коэффициент надежности по нагрузке (см. 4.3.2).

9.3.3. Нагрузки от веса груза и тележки

Нормативный вес груза рассматриваемого крана

$$G = Q_H g = 32 \cdot 9,81 = 314 \text{ кН}.$$

Расчетный вес груза $G_Q = G_{QH} \psi_{II} \gamma_Q = 314 \cdot 1,15 \cdot 1,12 = 404 \text{ кН},$

где $\psi_{II} = 1,15$ — коэффициент динамичности по графику (см. рис. 4.2); $\gamma_Q = 1,12$ — коэффициент надежности по нагрузке для веса груза (см. табл. 4.1).

Ориентировочно нормативный вес тележки принимается по ИСО 4301/1-A4 в зависимости от режимной группы A4 (см. с. 84) $G_{ТН} = 90$ кН.

Расчетный вес тележки:

$$G_T = G_{ТН} \cdot \gamma = 90 \cdot 1,2 = 108 \text{ кН},$$

где $\gamma = 1,2$ — коэффициент надежности по нагрузке.

Расчетные усилия на ходовые колеса от веса груза и тележки для рассматриваемого крана с достаточной точностью можно принять одинаковыми:

$$D = \frac{G_Q + G_T}{4} = \frac{404 + 108}{4} = 128 \text{ кН}.$$

9.4. Наибольший изгибающий момент от вертикальных нагрузок

Наибольший изгибающий момент от подвижной нагрузки возникает в сечении, смещенном от середины пролета на расстояние $B_T/4$ (B_T — база тележки), при расположении тележки соответствующим колесом над указанным сечением, т.е. это сечение отстоит от опоры B на расстоянии (рис. 9.2):

$$Z_0 = 0,5 (L - b_1) = 0,5 \cdot (22,5 - 1,6) = 10,45 \text{ м},$$

где b_1 — половина базы тележки.

Наибольший момент от подвижной нагрузки:

$$M_D = D_R \frac{(L - e_1)^2}{4L} = 128 \cdot 2 \frac{(22,5 - 1,6)^2}{4 \cdot 22,5} = 1242,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Здесь $D_R = 2D$ — равнодействующая усилий колес на пролетную балку.

В этом же сечении балки изгибающие моменты от распределенной нагрузки $q_{ПМ}$:

$$M_q = 0,5 q_{ПМ} z_0 (L - z_0) = 0,5 \cdot 6,6 \cdot 10,45 (22,5 - 10,45) = 415,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

и от неподвижных сосредоточенных нагрузок $G_{ПР}$ и G_K (вес приводов и кабины):

$$M_G = G_{ПР} a_1 + G_K \frac{a_2 z_0}{L} = 7,2 \cdot 1,2 + 16,8 \frac{2,9 \cdot 10,45}{22,5} = 31,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Здесь $a_1 = 1,2$ м и $a_2 = 2,5$ м по рис. 9.2.

Суммарный расчетный изгибающий момент:

$$M_{ly} = M_D + M_q + M_G = 1242,5 + 415,5 + 31,3 = 1689,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

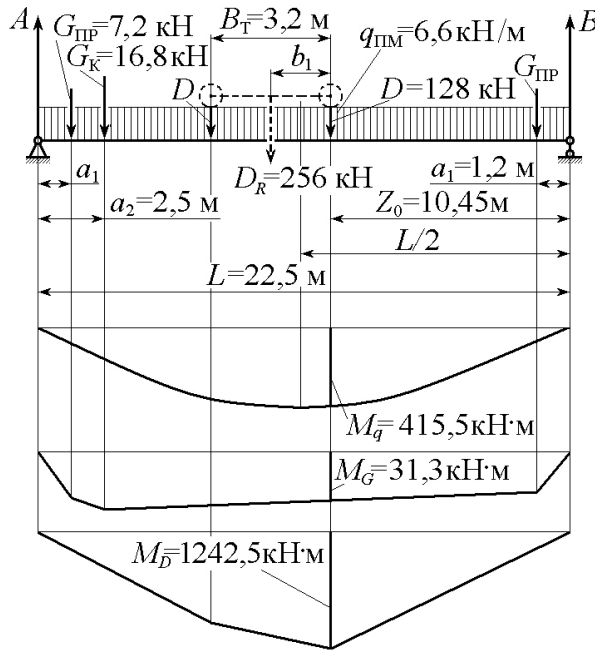


Рис. 9.2. Вертикальные нагрузки и эпюры изгибающих моментов пролетной балки

9.5. Определение оптимальных размеров поперечного сечения пролетной балки

9.5.1. Расчет размеров в средней части пролета из условия обеспечения прочности

Схема расчетного поперечного сечения двояко-симметричной балки с рельсом по оси пояса приведена на рис. 9.3.

Расчет проводим по первому предельному состоянию (потеря несущей способности) при действии нагрузок комбинации II А (см. табл. 1.1).

Это равенство не позволяет однозначно определить толщину стенки, так как в нем неизвестны H и δ_c . Реальная высота балки у существующих мостовых кранов колеблется в пределах 1,0...1,8 м. Определим толщину стенки при различной ее высоте по формуле (9.1) для $H_{C1} = 1,0$ м, $H_{C2} = 1,2$ м, $H_{C3} = 1,4$ м, $H_{C4} = 1,6$ м, $H_{C5} = 1,8$ м. Результаты расчета введем в табл. 9.1.

9.5.2. Расчет размеров в средней части пролета из условия обеспечения статической жесткости

Минимальный момент инерции балки при обеспечении нормальной величины статического прогиба моста (см. табл. 5.6 и формулу (5.16)) при нормативных подвижных нагрузках:

$$J_x = \frac{D_{RH} l (0,75L^2 - l^2)}{12E[f_{\text{СТАТ}}]L} = \frac{202 \cdot 9,65(0,75 \cdot 22,5^2 - 9,65^2)}{12 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot \frac{1}{600} \cdot 22,5 \cdot 10^3} = 5,91 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Здесь $[f_{\text{СТАТ}}] = 1/600$ — относительный статический прогиб моста; $l = 0,5(L - B_T) = 0,5(22,5 - 3,2) = 9,65$ м; $D_{RH} = 202$ кН — нормативная подвижная нагрузка; $E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа — модуль упругости материала.

Толщина стенки $\delta_{cf} = \frac{6J_x}{H_f^3}$, где H_f — высота балки.

Придавая высоте балки различные значения, получим соответствующие величины толщины стенки. Результаты, как и в предыдущем случае, введем в табл. 9.1.

9.5.3. Определение размеров поперечного сечения пролетной балки

Для наглядности и удобства пользования данными табл. 9.1 построим графики зависимости высоты стенки балки от ее толщины (рис. 9.4), из которых видно, что определяющим является условие обеспечения жесткости конструкции, а не ее прочности. Так, например, при высоте стенки 1,4 м ее оптимальная толщина по условию прочности составляет лишь 7 мм, а по условию жесткости — 13 мм.

Высота балки мостовых кранов обычно составляет 1/16...1/18 пролета, значит, для проектируемого крана с пролетом $L = 22,5$ м $H = (1,4...1,25)$ м.

Таблица 9.1

Толщина стенки при различной ее высоте

Толщина стенки	Высота стенки, м				
	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8
По условию прочности δ_{cs} , м	0,011	0,0076	0,0056	0,0043	0,0034
По условию жесткости δ_{cs} , м	0,0355	0,0205	0,0129	0,0087	0,0061

Примем высоту стенки $H = 1,4$ м и по графику (рис. 9.4) получим оптимальную толщину стенки $\delta_c = 0,013$ м. Ширину пояса для обеспечения жесткости балки в горизонтальной плоскости рекомендуется принимать $B = (\frac{1}{3} \dots \frac{1}{2})H$ и $B \geq \frac{L}{50}$.

Тогда $B = (\frac{1}{3} \dots \frac{1}{2})1,4 = (0,47 \dots 0,70)$ м и $B \geq \frac{22,5}{50} = 0,45$ м. Принимаем $B = 0,47$ м. По формуле (5.6) толщина пояса:

$$\delta_{\Pi} = \frac{H\delta_c}{3B} = \frac{1,4 \cdot 0,013}{3 \cdot 0,47} = 0,013 \text{ м.}$$

Данное сечение пролетной балки имеет момент инерции:

$$J_x = 2 \left[\frac{\delta_c H^3}{12} + \delta_{\Pi} B \left(\frac{H}{2} + \delta_{\Pi} \right)^2 \right] =$$

$$= 2 \left[\frac{0,013 \cdot 1,4^3}{12} + 0,013 \cdot 0,47 \left(\frac{1,4}{2} + 0,013 \right)^2 \right] = 0,012 \text{ м}^4.$$

Превышение $J = 0,012 \text{ м}^4$ по отношению к требуемому моменту инерции $J_x = 0,0059 \text{ м}^4$ говорит о том, что балка с выбранными параметрами в два раза жестче требуемой. Поэтому изменим (уменьшим) толщину стенки до $\delta_c = 0,008$ м при высоте $H = 1,3$ м. При этом вес балки несколько увеличится. Однако это увеличение несущественно. Так, по данным [16], при отклонении параметров на 20 % от оптимального значения вес балки увеличится не более чем на 2,5 %. Ширину пояса принимаем $B = 0,512$ м. Тогда его толщина:

$$\delta_{\Pi} = \frac{1,3 \cdot 0,008}{3 \cdot 0,512} = 0,00677 \text{ м.}$$

Обычно толщину пояса принимают $d_{\Pi} = (1 \dots 3)\delta_C$, в связи с чем примем $\delta_{\Pi} = \delta_C = 0,008 \text{ м}$.

Расстояние между стенками $b \leq 60\delta_{\Pi} = 60 \cdot 0,008 = 0,48 \text{ м}$. Полученные расчетные размеры поперечного сечения балки указаны на рис. 9.5.

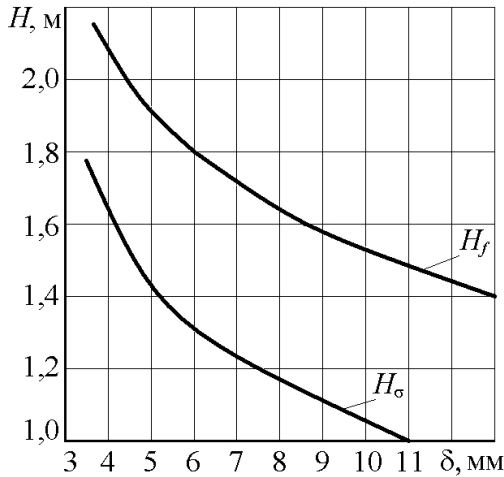


Рис 9.4. Кривые зависимости высоты балки P от толщины стенки δ

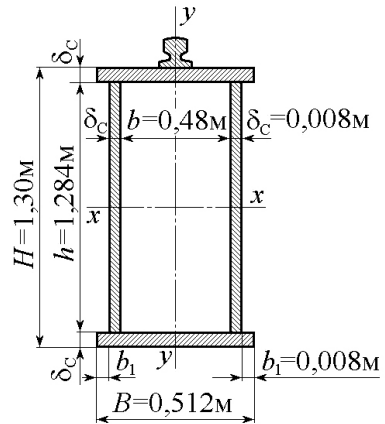


Рис. 9.5. Расчетное сечение балки в середине пролета

Рассчитаем геометрические характеристики данного сечения: момент инерции в вертикальной плоскости

$$\begin{aligned} J_{I_x} &= 2 \left[\frac{\delta_C h^3}{12} + \delta_{\Pi} B \left(\frac{h}{2} + \delta_{\Pi} \right)^2 \right] = \\ &= 2 \left[\frac{0,008 \cdot 1,284^3}{12} + 0,008 \cdot 0,512 \left(\frac{1,284}{2} + 0,008 \right)^2 \right] = 6,2 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4; \end{aligned}$$

момент инерции в горизонтальной плоскости

$$\begin{aligned} J_{I_y} &= 2 \left[\frac{\delta_{\Pi} B^3}{12} + \delta_C h \left(\frac{b}{2} + \delta_C \right)^2 \right] = \\ &= 2 \left[\frac{0,008 \cdot 0,512^3}{12} + 0,008 \cdot 1,284 \left(\frac{0,48}{2} + 0,008 \right)^2 \right] = 1,44 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4; \end{aligned}$$

момент сопротивления в вертикальной плоскости

$$W_{1x} = \frac{2J_{1x}}{h_c + h'_п} = \frac{2 \cdot 6,2 \cdot 10^{-3}}{1,284 + 0,008} = 9,6 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3;$$

момент сопротивления в горизонтальной плоскости

$$W_{1y} = \frac{2J_{1y}}{B} = \frac{2 \cdot 1,44 \cdot 10^{-3}}{0,512} = 5,6 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

9.6. Компоновочная схема моста

Компоновка моста крана определяется в значительной степени компоновкой узлов сопряжения пролетных балок с концевыми и конструкцией ходовой части крана. Краны грузоподъемностью до 50 т устанавливают на четырех ходовых колесах, из которых два являются приводными. Соединение пролетных балок с концевыми осуществляют в стык как балок одинаковой высоты по схеме на рис. 8.5, а.

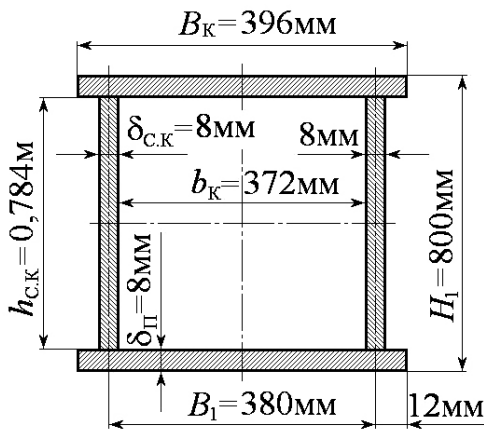


Рис. 9.6. Среднее сечение концевой балки

9.6.1. Балки

Концевые балки для крана грузоподъемностью 32 т проектируются, как и пролетные, коробчатого сечения с толщиной стенок и поясов $\delta_{cк} = \delta_{пк} = 0,008$ м. Высота этих балок назначается 0,6 от высоты пролетной балки $H_1 = 0,6 \cdot 1,3 \approx 0,8$ м. Привод механизма передвижения крана [2] принимается по данным табл. 8.1: редуктор Ц2–400 и снятые с производства, но еще применяемые двигатель МТВ 311–6 и тормоз

ТТ-250, диаметр колеса $D_K = 710$ мм. Ширина концевой балки определяется расстоянием между серединами корпусов (букс) подшипников ходовых колес — 2С (см. рис. 7.3 и табл. 8.1). Полученное сечение балки показано на рис. 9.6.

Отсюда минимально допускаемая величина базы:

$$[B_K]_{\text{MIN}} = \frac{1}{6} 22,5 = 3,75 \text{ м},$$

т. е. условие отсутствия заклинивания крана выполняется.

9.6.3. Сопряжение пролетных балок с концевыми

Соединение балок осуществляется с помощью накладок 1, 2, 3 (рис. 9.8). Эти привариваемые накладки не только обеспечивают неизменность положения балок относительно друг друга, но и являются компенсаторами допусков присоединительных размеров.

При стыковке балок, чтобы выдержать необходимый размер пролета $L_K = 22500$ мм, между пролетной и концевой балками предусматривается гарантируемый зазор D , за счет которого регулируется положение пролетной балки относительно концевой.

Длина пролетной балки определяется из следующих условий. Горячекатаные стальные листы по ГОСТ 19903–74 при толщине $\delta = 8$ мм и ширине $B = 1800$ мм выпускаются длиной до 12000 мм.

Для пролета крана 22500 мм стенка пролетной балки составляется из трех листов длиной около $22500:3 = 7500$ мм. Такое деление стенки необходимо также для обеспечения строительного подъема.

Приняв зазор $D = 10$ мм (рис. 9.8), определяют номинальную длину балки:

$$L_x = L_H - 2a - 2D = 22500 - 2 \cdot 198 - 2 \cdot 10 = 22084 \text{ мм},$$

где $a = 198$ мм — половина ширины пояса концевой балки.

Листы, составляющие стенку пролетной балки, нарезаются по длине с предельными отклонениями $\pm \frac{IT14}{2}$, что для заготовок длиной 7500 мм равно ± 6 мм [23]. Таким образом, длина пролетной балки $L_x = 22084 \pm 18$ мм.

Минимальный зазор при указанном допуске:

$$D_{\text{MIN}} = \frac{22500 - 2 \cdot 198,5 - 22102}{2} = 0,5 \text{ мм},$$

а максимальный:

$$D_{\text{MAX}} = \frac{22500 - 2 \cdot 197,5 - 22066}{2} = 19,5 \text{ мм}.$$

Расположение накладок 1, 2, 3 и сварных швов см. на рис. 9.8.

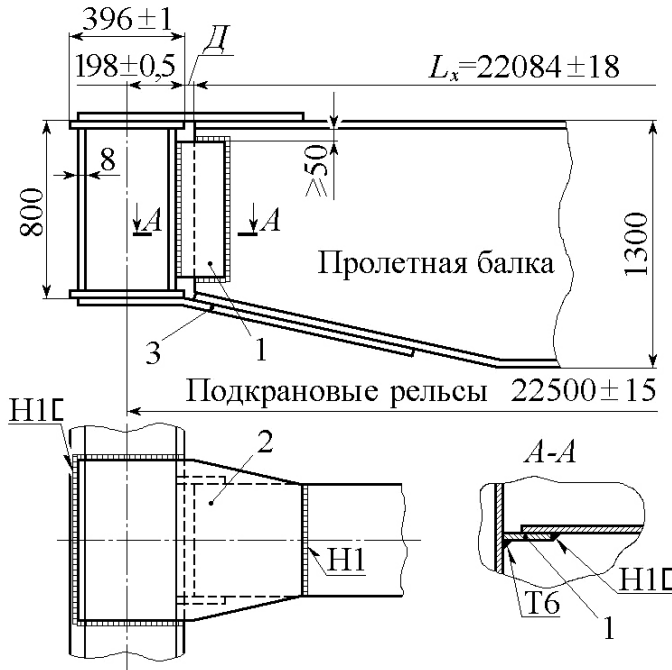


Рис. 9.8. Стыковка пролетной балки с концевой

9.7. Размещение ребер жесткости

Гибкость стенки пролетной балки в ее средней части:

$$S_c = \frac{h}{\delta_c} = \frac{1284}{8} = 160,5.$$

Здесь h и δ_c — высота и толщина стенки.

Обычно при $160 \leq S_c \leq 265$ для малоуглеродистой стали устанавливают поперечные и одно продольное ребро жесткости. *Поперечные ребра* (диафрагмы) выполняются из листового проката. Ширину выступающей части ребра (рис. 9.9) определяют по условию: $b_p \geq \frac{h}{30} + 40 =$

$$= \frac{1284}{30} + 40 = 82,8 \text{ мм}.$$

Принимается ширина $b_p = 90$ мм. Толщина ребра из условия обеспечения его устойчивости: $d_p/b_p/15/90/15 = 6$ мм.

Момент инерции ребра относительно плоскости стенки должен быть $[J_p] \geq 3h\delta_c = 3 \cdot 1,284 \cdot 0,008^3 = 1,97 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$, фактический же с учетом двух частей стенки шириной $20\delta_c$ по обе стороны от ребра:

$$J_p = \frac{\delta_p b_p^3}{12} + \delta_p b_p \left(\frac{b_p}{2}\right)^2 = \frac{0,006 \cdot 0,09^3}{12} + 0,006 \cdot 0,09 \left(\frac{0,09}{2}\right)^2 = 1,45 \cdot 10^{-6} <^4.$$

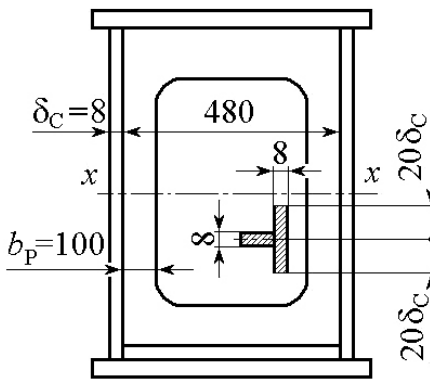


Рис. 9.9. Установка большой диафрагмы

Поскольку $J_p = 1,45 \cdot 10^{-6} < [J_p] = 1,97 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$, увеличим толщину ребра до $\delta_p = 8$ мм, а ширину b_p до 100 мм. Тогда

$$J_{p1} = \frac{0,008 \cdot 0,100^3}{12} + 0,008 \cdot 0,100 \left(\frac{0,100}{2}\right)^2 = 2,6 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4,$$

что больше требуемого значения.

Шаг поперечных ребер для обеспечения прочности рельса должен быть $l_1 \leq \frac{6W_{xp}^{\text{MIN}} \cdot R_{\text{уп}}}{D} \gamma_p$,

где W_{xp}^{MIN} — минимальный момент сопротивления рельса; $R_{\text{уп}} = 350$ МПа — нормативное сопротивление материала рельса; $D = 128$ кН — давление колеса тележки (см. рис. 4.3); $\gamma_p = 0,5$ — коэффициент условий работы рельса.

В соответствии с этими условиями при ширине поверхности катания колеса (диаметром $D_k = 400$ мм) $B_1 = 80$ мм (табл. 7.1) устанавли-

вается рельс с шириной головки $b_p = B_1 - 15 \text{ мм} = 80 - 15 = 65 \text{ мм}$. Этому размеру соответствует рельс Р43, минимальный момент сопротивления которого $W_{xp}^{\text{MIN}} = 208 \text{ см}^3$ (табл. 5.8).

При этих параметрах шаг поперечных ребер

$$l_1 \leq \frac{6 \cdot 208 \cdot 350 \cdot 0,5}{128} = \frac{6 \cdot 208 \cdot 10^{-6} \cdot 350 \cdot 10^{-6} \cdot 50 \cdot 0,5}{128 \cdot 10^3} = 1,7 \text{ м}.$$

Учитывая, что верхний пояс пролетной балки достаточно тонок, для обеспечения его прочности при действии местных напряжений от давления колес тележки принимаем конструктивно шаг малых диафрагм $l_M \approx h = 1200 \text{ мм}$, шаг больших диафрагм $l_B = 3l_M = 3 \cdot 1200 = 3600 \text{ мм}$.

Проверка прочности поперечного ребра по условию работы его верхней кромки на сжатие делается по формуле:

$$\sigma_{\text{сж}} = 1,15 \frac{D}{S_{\text{PC}} \delta_p} \sin\left(\frac{\pi S_{\text{PC}}}{2z}\right) \leq m_0 R,$$

где $S_{\text{PC}} = 0,6 B$ — длина линии контакта рельса и пояса над ребром; $B = 0,114 \text{ м}$ — ширина подошвы рельса Р43 (см. табл. 5.8). Тогда $S_{\text{PC}} = 0,6 \cdot 0,114 = 0,068 \text{ м}$, $D = 128 \text{ кН}$; $R = 243 \text{ МПа}$ — расчетное сопротивление материала при сжатии; $z = 8,45 \sqrt[3]{\frac{J_{\text{П}} + J_{\text{PC}}}{\delta_c}}$ — расчетная зона

распределения давления колеса по ребру;

$$J_{\text{П}} = \frac{B \cdot \delta^3}{12} = \frac{0,512 \cdot 0,008^3}{12} = 2,2 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4 \text{ — момент инерции пояса;}$$

$J_{\text{PC}} = 1489 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$ — момент инерции рельса (см. табл. 5.8); $m_0 = m_1 m_2 m_3 = 0,9 \cdot 1,0 \cdot 0,95 = 0,855$ — коэффициент условий работы.

$$\text{Тогда } z = 8,45 \sqrt[3]{\frac{1489 \cdot 10^{-8} + 2,2 \cdot 10^{-8}}{0,008}} = 1,04 \text{ м}.$$

Таким образом, напряжение сжатия

$$\sigma_{\text{сж}} = \frac{1,15 \cdot 128 \cdot 10^3}{0,068 \cdot 0,008} \sin \frac{3,14 \cdot 0,068}{2 \cdot 1,04} = 27 \cdot 10^6 \text{ Па}, \text{ что намного меньше}$$

допустимого напряжения $m_0 R = 0,855 \cdot 243 = 208 \text{ МПа}$.

Проверку прочности верхнего пояса между диафрагмами необходимо проводить в силу того, что он испытывает напряжения от местного изгиба, деформируясь совместно с рельсом.

Величины местных напряжений:
вдоль оси балки

$$\sigma_{xM} = \frac{Dl}{12} \cdot \frac{\delta_{\Pi}}{(1-\mu^2)J_p + J_{\Pi}}; \quad (9.2)$$

поперек оси балки

$$\sigma_{yM} = \frac{Dl^3 \delta_{\Pi}}{[12(1-\mu^2)J_p + J_{\Pi}] b^2}. \quad (9.3)$$

В этих выражениях $l = 1,2$ м — расстояние между диафрагмами; $\delta_{\Pi} = 0,008$ м — толщина пояса; μ — коэффициент Пуассона; $J_p = 14,89 \cdot 10^{-6}$ м⁴ — момент инерции рельса; $b = 0,48$ м — размер «в свету» между стенками балки.

$$\sigma_x = \frac{M}{W_{1x}} = \frac{1333}{9,6 \cdot 10^{-3}} = 138,9 \text{ МПа}.$$

Подставив числовые значения параметров в формулы (9.2) и (9.3), имеем:

$$\sigma_{xM} = \frac{128 \cdot 1,2}{12} \cdot \frac{0,008}{(1-0,3^2)14,89 \cdot 10^{-6} + 0,022 \cdot 10^{-6}} = 7,5 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{yM} = \frac{128 \cdot 1,2^3 \cdot 0,008}{[12(1-0,3^2)14,89 \cdot 10^{-6} + 0,022 \cdot 10^{-6}] 0,48^2} = 47,24 \text{ МПа}.$$

Прочность пояса с учетом напряжений σ_x общего изгиба балки проверяется по приведенным напряжениям для плоского напряженного состояния:

$$\sigma_{\Pi P} = \sqrt{(\sigma_x + \sigma_{xM})^2 - (\sigma_x + \sigma_{xM})\sigma_{yM} + \sigma_{yM}^2} \leq R_y \gamma_0. \quad (9.4)$$

Подставим в это уравнение параметры, полученные выше:

$$\sigma_{\Pi P} = \sqrt{(138,9 + 7,5)^2 - (138,9 + 7,5)47,24 + 47,24^2} = \sqrt{16749} = 129 \text{ МПа}.$$

Расчетное сопротивление материала:

$$R_{\gamma_0} = 243 \cdot 0,9 \cdot 0,85 \cdot 1 = 186 \text{ МПа} > 129 \text{ МПа}$$

и, следовательно, прочность верхнего пояса обеспечена.

Местная устойчивость стенок при действии нормальных напряжений обеспечивается установкой диафрагм. Проверка производится по условию (8.11):

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_{кр}} \leq 0,9,$$

где $\sigma_{кр} = 746 \left(\frac{\delta_c}{h} \right)^2 \cdot 10^4$ — критическое напряжение, при котором происходит потеря устойчивости.

Подставив значения толщины δ_c и высоты стенки h в середине пролета, имеем:

$$\sigma_{кр} = 746 \left(\frac{0,008}{1,284} \right)^2 \cdot 10^4 = 289 \text{ МПа}.$$

Отношение нормальных напряжений ($\sigma_x = 138,9 \text{ МПа}$) к критическим $\frac{138,9}{289} = 0,48 < 0,9$, что говорит о достаточно высокой устойчивости стенок.

Продольное ребро жесткости

При жесткости $160 \leq S \leq 265$, как указывалось в начале раздела, рекомендуется ставить одно продольное ребро. В нашем примере $S = \frac{1284}{8} = 160,5$, и в силу незначительного превышения границы необходимости установки продольного ребра жесткости отпадает.

9.8. Строительный подъем пролетных балок

Поскольку пролет рассчитываемого крана более 17 м, пролетным балкам необходимо придать строительный подъем, который должен

$$\text{быть } f_0 = f_q + \frac{f_B}{2} \geq \frac{L}{800},$$

где f_B — прогиб пролетной балки от веса тележки с грузом; f_q — прогиб пролетной балки от действия веса моста; L — пролет крана.

Прогиб

$$f_q \cong \frac{5q_{пм} L^4 \cdot 10^{-3}}{384 E J_{lx}}. \quad (9.5)$$

Здесь $J_{lx} = 6,2 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$ — момент инерции балки при изгибе в вертикальной плоскости; $q_{\text{пм}} = 6,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ — погонный вес полумоста (см. п. 9.3.1); $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

Подставив численные значения параметров в формулу (9.5), будем иметь

$$f_q \cong \frac{5 \cdot 6,6 \cdot 22,5^4 \cdot 10^{-3}}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 6,2 \cdot 10^{-3}} = 0,017 \text{ м}.$$

Прогиб балки от веса тележки с грузом:

$$f_{\theta} = \frac{D_R l (0,75 L^2 - l^2)}{12 E J_{lx}} = \frac{256 \cdot 9,65 (0,75 \cdot 22,5^2 - 9,65^2)}{12 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 6,2 \cdot 10^{-3} \cdot 10^{-3}} = 0,0453 \text{ м},$$

где $D_R = 256 \text{ кН}$ — нагрузка на балку от веса груза и тележки;
 $l = \frac{L - B_T}{2} = \frac{22,5 - 3,2}{2} = 9,65 \text{ м}$; $B_T = 3,2 \text{ м}$ — база тележки.

Необходимый строительный подъем $f_0 = 0,017 + 0,045/2 = 0,039 \text{ м}$, и поскольку $0,039 > 22,5/800$, окончательно принимаем $f_0 = 0,039 \text{ м}$.

При составлении вертикальных стенок из трех листов (было принято выше) длиной $z \approx 7,5 \text{ м}$ строительный подъем в стыках

$$f_{7,5} = f_0 \sin \frac{\pi z}{L} = 0,039 \sin \frac{3,14 \cdot 7,5}{22,5} = 0,039 \cdot 0,866 = 0,034 \text{ м}.$$

Скос при схеме раскроя по рис. 7.22:

$$K = f_{7,5} \frac{h}{z} = 0,034 \frac{1,284}{7,5} = 0,006 \text{ м}.$$

9.9. Прочность пролетной балки при ее общем изгибе в двух плоскостях

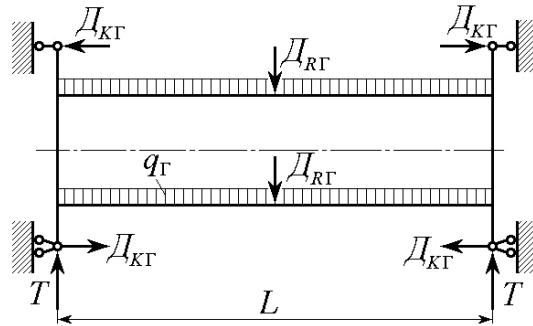
Проверку прочности балки в средней части пролета производим при действии нагрузок комбинации I.1.Б:

$$\sigma = \frac{M_{ly}}{W_{lx}} + \frac{M_{lx}}{W_y} \leq m_0 R, \quad (9.6)$$

где M_{ly} и W_{lx} — изгибающий момент и момент сопротивления в вертикальной плоскости (значения $M_{ly} = 1333 \text{ кН} \cdot \text{м}$ и $W_{lx} = 9,6 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$ берем из выше произведенных расчетов); M_{lx} и $W_y = 11,9 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$ — изгибающий момент и момент сопротивления в горизонтальной плоскости; $R = 243 \text{ МПа}$ — расчетное сопротивление материала; $m_0 = 0,855$ — коэффициент условий работы (см. выше).

Схема приложения горизонтальных нагрузок приведена на рис. 9.10.

Рис. 9.10. Схема приложения горизонтальных нагрузок



Горизонтальные инерционные нагрузки рассчитываются по формуле:

$$G_{иг} = \frac{j}{g} G_{ив},$$

где $j = 0,1 \text{ м/с}^2$ — ускорение крана при пуске механизма; $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ — ускорение силы земного притяжения; $G_{ив}$ — расчетные силы веса изделий, создающих инерционные нагрузки.

При $\frac{j}{g} = \frac{0,1}{9,81} = 0,0102$ горизонтальные инерционные нагрузки будут равны:

- от распределенной нагрузки $q_{Г} = 0,0102 \cdot 6,6 = 0,067 \text{ кН/м}$;
- от веса кабины $G_{к.Г} = 0,0102 \cdot 16,8 = 0,171 \text{ кН}$;
- от привода передвижения $G_{пр.Г} = 0,0102 \cdot 7,2 \cdot 2 = 0,147 \text{ кН}$;
- от веса груза и тележки $D_{РГ} = 1282 \cdot 0,0102 = 2,611 \text{ кН}$.

Суммарный горизонтальный момент в среднем сечении пролета определим по выражениям:

$$M_{lx} = \frac{q_{Г} L}{8} \cdot \frac{1+S}{3+S} + \frac{D_{РГ} \cdot L}{8} \cdot \frac{3+2S}{3+S}, \quad (9.7)$$

$$S = \frac{B_K}{L} \cdot \frac{J_{1y}}{J_{2y}} \left[1 - 3 \frac{L_T}{B_K} \left(1 - \frac{L_T}{B_K} \right) \right], \quad (9.8)$$

где $B_K = 5,6$ м — база крана; $J_{1y} = 3,06 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$ — момент инерции пролетной балки в горизонтальной плоскости (см. выше); J_{2y} — момент инерции концевой балки в горизонтальной плоскости,

$$\begin{aligned} J_{2y} &= 2 \left[\frac{\delta_{ПК} B_K}{12} + \delta_{СК} h_{СК} \left(\frac{b_K}{2} + \delta_{СК} \right)^2 \right] = \\ &= 2 \left[\frac{0,008 \cdot 0,396^3}{12} + 0,008 \cdot 0,784 \left(\frac{0,372}{2} + 0,008 \right)^2 \right] = 0,514 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4; \end{aligned}$$

L_T — база тележки.

Подставляя численные значения параметров в формулы (9.7), (9.8), получим:

$$\begin{aligned} S &= \frac{5,6}{22,5} \cdot \frac{3,06 \cdot 10^{-3}}{0,514 \cdot 10^{-3}} \left[1 - 3 \frac{3,2}{5,6} \left(1 - \frac{3,2}{5,6} \right) \right] = 0,393, \\ M_{1x} &= \frac{0,067 \cdot 22,5}{8} \cdot \frac{1 + 0,393}{3 + 0,393} + \frac{2,611 \cdot 22,5}{8} \cdot \frac{3 + 2 \cdot 0,393}{3 + 0,393} = 9,935 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Напряжения в балке определяем по формуле (9.6):

$$\sigma = \frac{1333 \cdot 10^3 \cdot 10^{-6}}{9,6 \cdot 10^{-3}} + \frac{9,935 \cdot 10^3 \cdot 10^{-6}}{11,9 \cdot 10^{-3}} = 140 \text{ МПа},$$

что не превышает сопротивления материала $m_0 R = 0,855 \cdot 243 = 208 \text{ МПа}$.

9.10. Сварной шов, соединяющий накладку с концевой балкой

Узел сопряжения пролетной балки с концевой приведен на рис. 9.8. Проверяем прочность вертикального шва по формуле

$$\tau_B = \frac{A}{2\beta h_{ш} l_{ш}} \leq m_0 R_{wf}, \quad (9.9)$$

$$\text{где } A = \frac{G_{\text{ПР}}(L - a_1) + D_R(L - \frac{B_T}{2}) + G_K(L - a_2) + G_{\text{ПР}}a_1}{L} =$$

$$= \frac{7,2(22,5 - 1,2) + 256(22,5 - \frac{3,2}{2}) + 16,8(22,5 - 2,5) + 7,2 \cdot 1,2}{22,5} = 260 \text{ кН.}$$

A — максимальное значение поперечной силы при крайнем предельном положении тележки со стороны кабины; L , a_1 , B_T , a_2 — размеры по рис. 9.2); β — коэффициент для однопроходной автоматической сварки; $h_{\text{ш}} = 0,006$ м — толщина углового шва; $l_{\text{ш}}$ — расчетная длина шва, равная его геометрической длине без удвоенной толщины шва; $R_{wf} = 180$ МПа — расчетное сопротивление для углового шва; $m_0 = 0,855$ — коэффициент неполноты расчета.

Подставив численные значения в формулы (9.9), получаем:

$$\tau_B = \frac{260 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 1 \cdot 0,006 \cdot 0,568} = 38 \text{ МПа} < 0,855 \cdot 180 = 154 \text{ МПа}.$$

Прочность шва обеспечена.

9.11. Сварной шов, соединяющий пояс со стенкой

При действии вертикальных сил на балку последняя изгибается в вертикальной плоскости и между полкой и стенками возникают горизонтальные сдвигающие усилия, которые воспринимаются сварными швами. Касательные напряжения среза:

$$\tau_{\Gamma} = \frac{A \cdot S_{\Pi}}{2\beta h_{\text{ш}} J_{\text{БР}}} \leq m_0 R_{wf}, \quad (9.10)$$

где $S_{\Pi} = 0,0059 \text{ м}^4$ — статический момент брутто пояса балки; $J_{\text{БР}} = 6,2 \cdot 10^{-3} \text{ МПа}$ — момент инерции брутто сечения балки (см. выше).

Подставляя численные значения в зависимость (9.11), получим:

$$\tau_{\Gamma} = \frac{260 \cdot 0,0059 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 1 \cdot 0,006 \cdot 6,2 \cdot 10^{-3}} = 20,6 \text{ МПа} < 154 \text{ МПа}.$$

Таким образом, прочность шва обеспечена.

9.12. Расчет на выносливость пролетной балки по опасному сечению

Расчет проводится по рекомендациям в разделе 2.7.

Максимальное напряжение цикла, связанное с подъемом и перемещением груза, найдено в пункте 2.9 и составляет 177,3 МПа.

Давление колеса тележки без груза:

$$D_T = \frac{G_T}{4} = \frac{108}{4} = 27 \text{ кН}$$

Момент от сосредоточенных сил давления колес:

$$M_{DT} = D_{TR} \frac{(L - b_1)^2}{4L} = 27 \cdot 2 \frac{(22,5 - 1,6)^2}{4 \cdot 22,5} = 262,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Искомый момент в вертикальной плоскости без учета веса груза:

$$M_{0y} = M_G + M_q + M_{DT} = 31,2 + 415,5 + 262,1 = 708,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Минимальное напряжение цикла по формуле (2.4):

$$\sigma_{\min} = \frac{M_{0y}}{W_x} = \frac{708,8 \cdot 10^3 \cdot 10^{-6}}{9,6 \cdot 10^{-3}} = 73,8 \text{ МПа}$$

$$\text{Коэффициент асимметрии цикла } R = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} = \frac{73,8}{177,3} = 0,42.$$

Принимаем, что сварной узел в опасном сечении относится к седьмой группе. Базовый предел выносливости по табл. 2.2 $\sigma_{-1,KB} = 43 \text{ МПа}$.

Предел выносливости узла при симметричном цикле при толщине стенки 8 мм

$$\sigma_{-1,K} = \sigma_{-1,KB} \left(\frac{t_B}{t} \right)^{0,2} = 43 \cdot \left(\frac{20}{8} \right)^{0,2} = 51,6 \text{ МПа}.$$

Коэффициент чувствительности узла к асимметрии цикла:

$$\dot{\epsilon}_K = -0,57 \sigma_{-1,K} / \sigma_B = -0,57 \cdot 51,6 / 370 = -0,066.$$

Предел выносливости узла $\sigma_{R,K}$ при несимметричном цикле по (2.6):

$$\sigma_{R,K} = \frac{2\sigma_{-1,K}}{1 - R + (1 + R)\psi_K} = \frac{2 \cdot 51,6}{1 - 0,42 - (1 + 0,42) \cdot 0,08} = 221 \text{ МПа}.$$

Определяем показатель степени усталостной кривой по (2.8):

$$m_R = \frac{3,3}{\lg(\sigma_B/\sigma_{RK})} = \frac{3,3}{\lg(370/221)} = 14,7.$$

Находим величину

$$\sigma_{RK} \cdot (0,4)^{1/m} = 221 \cdot (0,4)^{1/14,7} = 207 \text{ МПа.}$$

Найденная величина больше σ_{\max} , следовательно, согласно (2.7), конструкция спроектирована на неограниченный срок службы ($N = \infty$). Согласно (2.10), при $N > N_*$, предел выносливости:

$$\sigma_{R,KN} = \sigma_{R,K} (0,4)^{1/m} = 207 \text{ МПа,}$$

коэффициент запаса выносливости

$$n_B = \frac{\sigma_{R,KN}}{\sigma_{\max}} = \frac{207}{177,3} = 1,17 \geq [n_B] = 1,1.$$

Усталостная прочность узла обеспечена.

Список библиографических ссылок

1. Богинский К. С., Зотов Ф. С., Николаевский Г. М. Мостовые металлургические краны. М. : Машиностроение, 1970. 300 с.
2. Вершинский А. В., Гохберг М. М., Семенов В. П. Строительная механика и металлические конструкции : учебник для машиностроительных специальностей вузов. Л. : Машиностроение, 1984. 231 с.
3. ГОСТ 27584–88. Краны мостовые и козловые электрические. М. : Изд-во стандартов, 1988.
4. ГОСТ 28609–90. Краны грузоподъемные. Основные положения расчета. М. : Изд-во стандартов, 1990.
5. Гохберг М. М. Металлические конструкции подъемно-транспортных машин. 3-е изд., перераб. и доп. Л. : Машиностроение, 1976. 456 с.
6. Гоц А. Н. Расчеты на прочность при переменных напряжениях : моногр. Владимир : Изд-во ВлГУ, 2012. 138 с.
7. Дусье В. Е., Наварский Ю. В., Жегульский В. П. Расчет и проектирование металлических конструкций мостовых кранов : учебн. пособие. Екатеринбург, УГТУ–УПИ, 2007. 135 с.
8. Казак С. А. Динамика мостовых кранов. М. : Машиностроение, 1968. 332 с.
9. Концевой Е. М., Розеншейн Б. М. Ремонт крановых металлоконструкций. М. : Машиностроение, 1979. 206 с.
10. Курсовое проектирование грузоподъемных машин : учебн. пособие для студентов вузов / С. А. Казак, В. Е. Дусье, Е. С. Кузнецов [и др.]; под ред. С. А. Казака. М. : Высшая школа, 1989. 319 с.
11. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Общая часть / под ред. В. В. Кузнецова. М. : Изд-во АСВ, 1998. 576 с.
12. Николаев Г. А., Винокуров В. А. Сварные конструкции. Расчет и проектирование. М. : Высшая школа, 1990. 446 с.

13. ОСТ 24.090.72–83. Нормы расчета стальных конструкций мостовых и козловых кранов грузоподъемностью до 50 т. М. : ВНИИПТМАШ, 1983.

14. Пособие по расчету элементов стальных конструкций грузоподъемных кранов (к СТО 24.09–5821–01–93). М. : ВНИИПТМАШ–Подъемтранстехника, 1993.

15. РД 22–207–88. Машины грузоподъемные. Общие требования и нормы на изготовление. М. : Изд-во стандартов, 1989.

16. РД 24.090.52–90. Руководящий документ. Подъемно-транспортные машины. Материалы для сварных металлических конструкций. М. : Изд-во стандартов, 1991.

17. РД 24.090.97–98. Оборудование подъемно-транспортное. Требования к изготовлению, ремонту и реконструкции металлоконструкций грузоподъемных кранов. М. : Изд-во стандартов, 1999.

18. РТМ 24.190.07–85. Нормы расчета стальных конструкций мостовых кранов грузоподъемностью свыше 50 т. М. : НИИинформтяжмаш, 1977.

19. Соколов С. А. Металлические конструкции подъемно-транспортных машин : учебн. пособие. СПб. : Политехника 2005. 423 с.

20. Справочник по кранам : в 2 т. Т. 1. Характеристики материалов и нагрузок. Основы расчета кранов, их приводов и металлических конструкций / В. Д. Брауде, М. М. Гохберг, И. Е. Звягин [и др.] ; под общ. ред. М. М. Гохберга. Л. : Машиностроение, 1988. 536 с.

21. Справочник по кранам : в 2 т. Т. 2. Характеристика и конструктивные схемы кранов. Крановые механизмы, их детали и узлы. Техническая эксплуатация кранов / М. П. Александров, М. М. Гохберг, А. А. Ковин [и др.] ; под общ. ред. М. М. Гохберга. Л. : Машиностроение, 1988. 559 с.

22. СТО 24.09–5821–01–93. Краны грузоподъемные промышленного назначения. Нормы и методы расчета элементов стальных конструкций. М. : ВНИИПТМАШ–Подъемтранстехника, 1993.

23. ФНП «Правила безопасности опасных производственных объектов, на которых используются подъемные сооружения», утвержденные приказом Федеральной службы по экологическому технологическому и атомному надзору 12 ноября 2013 г. № 533. Режим доступа : <http://www.gosnadzor.ru/industrial/equipment/acts/> (дата обращения 10.11.2019 г.).

24. Шабашов А. П., Лысяков А. Г. Мостовые краны общего назначения. 5-е изд., перераб. и доп. М. : Машиностроение, 1980. 304 с.

Приложения

П1. Выполнение курсовой работы

П1.1. Порядок проектирования

Рекомендуется следующий порядок проектирования:

1. В соответствии с заданием выбирается общая схема исполнения металлоконструкций моста крана.
2. Выбирается материал металлоконструкции, принимаются его расчетные характеристики.
3. Назначаются расчетные случаи нагружения и расчетные комбинации нагрузок.
4. Определяются величины вертикальных нагрузок для случая подъема груза в середине пролета моста, составляется расчетная схема приложения нагрузок.
5. Определяется величина максимального изгибающего момента в средней части пролета.
6. Рассчитываются оптимальные размеры поперечного сечения балки моста из условия обеспечения ее прочности при минимальном весе.
7. Проверяются размеры поперечного сечения балки из условия обеспечения ее жесткости при минимальном весе.
8. Принимаются окончательные размеры поперечного сечения балки в средней части пролета.
9. В соответствии с размерами приводов механизмов передвижения крана принимаются конструктивно схема и размеры концевых балок, производится расчет надбуксовой части и компоновка узлов сопряжения пролетных и концевых балок моста, привода механизма передвижения и кабины машиниста.

10. Уточняются окончательные размеры поперечных сечений пролетной балки в середине пролета и в опорном узле. Рассчитываются геометрические характеристики сечений.
11. Производится проверка прочности балки в середине пролета при совместном действии вертикальных и горизонтальных инерционных нагрузок при разгоне (торможении) крана.
12. Производится проверка прочности опорной части пролетной балки при совместном действии вертикальных нагрузок и силы перекоса крана.
13. Рассчитываются необходимые размеры для установки диафрагм и продольных ребер жесткости.
14. Производится проверка прочности концевой балки.
15. Производится расчет сварных и болтовых соединений.
16. Выполняются чертежи пролетной и концевой балок с учетом необходимости обеспечения строительного подъема пролетных балок.
17. Оформляется расчетно-пояснительная записка.

В процессе проектирования должны быть разработаны следующие документы:

- компоновочная схема стыковки балок моста и привода механизма передвижения крана (формат А3);
- спецификации сборочных чертежей;
- сборочные чертежи (2 листа формата А1) в соответствии с заданием на проектирование и спецификациями сборочных чертежей. Примеры выполнения чертежей приведены на рис. П2.1 и П2.2;
- расчетно-пояснительная записка.

В силу специфики проектирования как элемента учебного процесса в курсовой работе объединены такие элементы стадий разработки по ГОСТ 2.130–68, как эскизный, технический и рабочий проекты, что определяет особенности содержания и оформления документов.

Документы должны оформляться в соответствии со стандартами ЕСКД. Некоторые особенности оформления для учебного процесса приведены в стандарте предприятия СТП УПИ 1–96 «Общие требования и правила оформления дипломных и курсовых проектов (работ)» (Екатеринбург: УГТУ-УПИ, 1996).

Объем выполнения работы по каждому индивидуальному заданию определяется руководителем проектирования.

П1.2. Сборочные чертежи металлоконструкций

В соответствии с ГОСТ 2.102–68 «Виды и комплектность конструктивных документов» сборочный чертеж (рис. П. 3, П. 4) является документом, содержащим изображение изделия и другие данные, необходимые для его сборки (изготовления) и контроля.

Сборочный чертеж должен содержать:

- изображение сборочной единицы, дающее представление о расположении и взаимной связи составных частей, соединяемых по данному чертежу и обеспечивающих возможность осуществления сборки и контроля сборочной единицы;
- рабочие размеры, предельные отклонения и другие параметры и требования, которые должны быть выполнены или проконтролированы по данному чертежу;
- указания о характере сопряжения и методах его осуществления, в том числе о способе выполнения неразъемных соединений (сварных и др.);
- номера позиций составных частей, входящих в изделие;
- основные характеристики изделия (при необходимости);
- габаритные, установочные и присоединительные размеры, а также необходимые справочные размеры.

Нанесение размеров и предельных отклонений производится в соответствии с ГОСТ 2.307–68* «Нанесение размеров и предельных отклонений». Общее количество размеров на чертеже должно быть минимальным, но достаточным для изготовления и контроля изделия. Размеры, не подлежащие выполнению по данному чертежу и указываемые для большего удобства пользования чертежом, называются справочными и обозначаются знаком *. Не допускается повторять размеры одного и того же элемента на разных изображениях, в технических требованиях, основной надписи и спецификациях.

Размеры, определяющие расположение сопрягаемых элементов, проставляют, как правило, от конструктивных баз с учетом возможности выполнения и контроля этих размеров. Для выполнения этого условия на чертежах металлоконструкций толщина сопрягаемых элементов дается в увеличенном масштабе, что позволяет указывать размеры на установку элементов, как это показано на рис. П. 1.

Номера позиций на чертеже проставляют в соответствии с номерами позиций в спецификации на тех изображениях, которые соответствуют составным частям, проецирующимся как видимые. При раз-

бивке сварной металлоконструкции на составные части следует иметь в виду следующее. Технология изготовления конструкций, в частности пролетных балок, предусматривает следующий порядок.

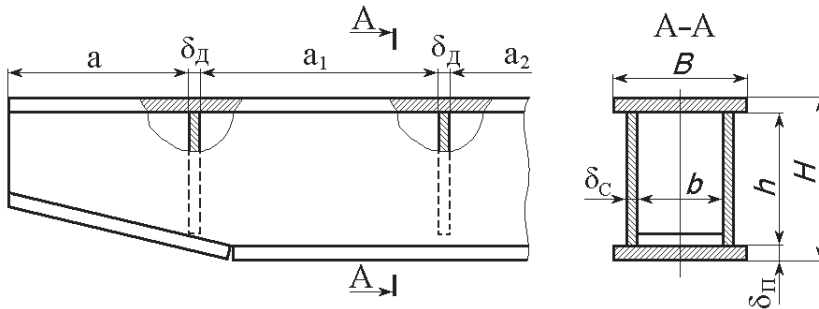


Рис. П1.1. Пример простановки размеров

Первоначально из отдельных листов раскроя свариваются полотна поясов и стенок, таким образом, они становятся сборочными единицами для балки. Однако выполнение самостоятельных сборочных чертежей для этих элементов нецелесообразно, так как эти чертежи будут малоинформативными и только увеличат общий объем графической части проекта. В связи с этим целесообразно объединить всю информацию на сборочном чертеже балки. Для этого отдельные элементы раскроя можно специфицировать как детали, давая на чертеже балки схемы раскроя с необходимыми размерами, что в большинстве случаев исключает необходимость выполнения рабочих чертежей этого раскроя, а на сборочном чертеже балки задавать установочные размеры и сварные соединения.

Сварка элементов поясов и стенок выполняется стыковыми швами. Приварка поясов к стенкам, диафрагм к поясам и стенкам производится угловыми швами. Подготовка кромок свариваемых элементов выполняется в соответствии с требованиями РД 22–207–88 [15] и РД 24.090.97–98 [17], а в зависимости от толщины свариваемых элементов при ручной дуговой сварке регламентируется ГОСТ 5264–80* для стыковых, тавровых и нахлесточных швов и ГОСТ 11534–75* для швов под острыми и тупыми углами.

При выполнении поясов и стенок балок длина каждого стыкуемого элемента, за исключением концевых участков, должна быть не менее 4000 мм, длина пристыковываемых концевых участков — не менее 500 мм. Целесообразно планировать раскрой таким образом, чтобы стыковые

швы верхнего пояса располагались на расстоянии не менее 2000 мм от середины пролетной балки. Стыки поясов должны быть смещены от стыков стенок на расстояние не менее 150 мм в каждую сторону, а стыковые швы стенок относительно диафрагм — на расстояние не менее 50 мм.

Все сварные швы должны проектироваться с полным проваром.

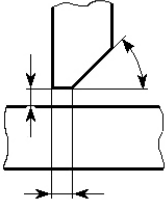
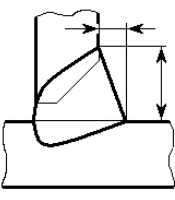
Изображения и обозначения сварных швов производятся в соответствии с ГОСТ 2.312–72 «Условные изображения и обозначения швов сварных соединений». Видимые швы изображают сплошными основными линиями, невидимые — штриховыми. От изображения шва проводят линию-выноску, заканчивающуюся односторонней стрелкой, предпочтительно от видимого шва. Условное обозначение стандартных швов:

- наносится на полке (для видимого шва) или под полкой (для невидимого шва) линией-выноской;
- приводится в таблице сварных швов; в этом случае на линиях-выносках ставятся номера однотипных швов. Рекомендуемая форма — табл. П1.1.

Нестандартные швы изображаются на выносках.

Таблица П1.1

Сварные швы

Номер шва	ГОСТ на тип сварки	Условное обозначение типа шва по ГОСТ	Эскиз		Контроль	
			разделки кромок	выполненного шва	метод	объем
2 (например)	5264–80	Т7			Визуальный	100 %
					УЗК	25 %

В соответствии с ФНП «Правила безопасности опасных производственных объектов, на которых используются подъемные сооружения», визуальному контролю с выполнением замеров швов подвергается 100 % длины сварных швов. Объем инструментального контроля, в основном ультразвукового (УЗК), должен составлять не менее:

- 50 % от длины стыка — на каждом стыке растянутого пояса коробчатой балки или решетчатой конструкции;

- 25 % длины стыка — для всех остальных стыковых соединений;
- 25 % длины шва — для других видов соединений, указанных в рабочих документах.

Обязательному контролю подвергаются начало и окончание сварных швов стыковых соединений поясов и стенок корабчатых балок.

Кроме обозначения шва, на полку линии-выноски наносят вспомогательные знаки, приведенные в ГОСТ 2.312–72.

Текстовая часть чертежа содержит основную надпись, технические требования, таблицу сварных швов и другие материалы, необходимые при изготовлении и контроле изделия.

Основная надпись. Форма основной надписи выполняется по ГОСТ 2.104–68. Основные надписи, их заполнение должно соответствовать СТП УПИ I–96 «Общие требования и правила оформления дипломных и курсовых проектов (работ)» (УПИ, Екатеринбург: УГТУ-УПИ, 1996).

В графе 1 — наименование изделия, например, «Балка пролетная».

В графе 2 — обозначение документа.

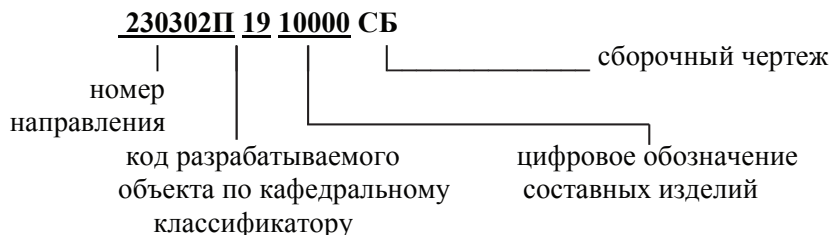
Общая структура обозначения устанавливается ГОСТ 2.201–80. С учетом специфики проекта как учебного продукта структура обозначения может быть принята следующей:

Структура обозначения

	XXXXXXX	
Номер направления _____	XX	
Код разрабатываемого объекта _____		XXXXX
Цифровое обозначение составных изделий _____		
		XX
Вид документа _____		

Номер направления (**230302П** для направления 23.03.02 «Наземные транспортно-технологические комплексы» (профиль «Подъемно-транспортные, строительные, дорожные машины и оборудование»); **230302А** для направления 23.03.02 «Наземные транспортно-технологические комплексы» (профиль «Автомобиле- и тракторостроение»); **230303С** для направления 23.03.03 «Эксплуатация транспортно-технологических машин и комплексов» (профиль «Автомобильный сервис»).

Тогда применительно к данной курсовой работе обозначение сборочного чертежа «Балка пролетная» будет иметь вид:



В графе 3 — материал; для сборочных единиц графа не заполняется.

В графе 4 — литера документа, например, КР — курсовая работа.

В графе 5 — масса изделия.

В графе 6 — масштаб.

В графе 7 — порядковый номер листа; на документе, выполненном на одном листе, графа не заполняется.

В графе 8 — общее количество листов, на которых изображено данное изделие.

В графе 9 — УрФУ, каф. ПТМиР, номер академической группы.

В графе 10 — сверху вниз: студент, руководитель, консультанты (если они назначены), нормоконтролер, заведующий кафедрой.

Остальное по ГОСТ 2.104–68.

Технические требования располагаются над основной надписью. Между текстовой частью и основной надписью не допускается помещать изображения, таблицы и т. п.

Технические требования на чертеже излагают, группируя вместе однородные и близкие по своему характеру требования. Желательная последовательность:

- а) требования к основному материалу (марка материала);
- б) сварочные материалы;
- в) виды и объемы контроля сварных соединений (если это не оговорено в таблице сварных швов);
- г) отклонения размеров по качествам, если эти отклонения не указаны на чертежах;
- д) ссылка на технические условия или на РД, по которым выполняются работы;
- е) другие требования по усмотрению разработчика.

П1.3. Содержание и оформление текстовых документов

В курсовой работе текстовыми документами являются спецификации и расчетно-пояснительная записка.

Спецификация — это основной конструкторский документ сбороч-

ной единицы, определяющий ее состав. Оформление спецификации производится по ГОСТ 2.108–68.

Разделы спецификации для разрабатываемых сборочных единиц металлоконструкций кранов располагаются в следующем порядке.

Документация. В этот раздел вносят документы, составляющие основной комплект конструкторских документов специфицируемого изделия. В курсовой работе в этот раздел записываются обозначения и наименования документов. Практически это означает, что указываются обозначение и наименование конкретного сборочного чертежа изделия (балки моста). При разработке спецификации на металлические конструкции целесообразно руководствоваться следующим. В соответствии с ГОСТ 2.101–68, под сборочной единицей понимается изделие, составные части которого соединяются между собой с помощью единого технологического процесса (сварки, механической сборки и др.). После этого сборочная единица как законченное изделие будет соединяться с другими сборочными единицами изделия. В условиях завода-изготовителя сборка балки моста производится обычно в такой последовательности. Из заготовок, т. е. раскроенных листов, свариваются полотнища для поясов и стенок балки, затем они свариваются между собой: к верхнему поясу привариваются стенки, а между стенками ввариваются диафрагмы, и потом приваривается нижний пояс. Таким образом, формально пояса и стенки балок поступают на окончательную сборку в готовом виде и являются сборочными единицами, которые соответствующим образом обозначены в спецификации и на их изготовление могут быть выполнены сборочные чертежи. Фактически такое дробление сборочного чертежа балки является нерациональным. Элементы поясов и балок представляют собой достаточно простые детали, размеры которых могут быть указаны на чертежах или непосредственно в спецификации. Эти элементы соединяются между собой одностыковыми швами. Таким образом, разработка сборочных чертежей для поясов и стенок не имеет смысла. Целесообразнее внести элементы раскроя в спецификацию, а на чертеже указать их размеры. В спецификации этим элементам номера обозначения не присваиваются и в графе «Формат» дается обозначение БЧ (без чертежа). Но в этом случае в графе «Наименование» должно быть приведено условное обозначение проката, например:

лист Б-ПН-О-8×1500×8000 ГОСТ 19903–74
Ст.3сп5 ГОСТ14637–89

- лист нормальной точности (Б), нормальной плоскостности (ПН) с обрезной кромкой (О), размерами 8×1500×8000 мм по ГОСТ 19903–74 из стали марки Ст3 сп категории 5 по ГОСТ14637–89;

$$\text{уголок} \frac{75 \times 75 \times 8 - \text{В ГОСТ 8509} - 86}{345 - 09 \text{Г2С ГОСТ 19281} - 89}$$

- уголок горячекатаный равнополочный размером 75×75×8 обычной точности прокатки (В) по ГОСТ 8509–86 из стали класса прочности 345 марки 09 Г2 С по ГОСТ 19281–89.

Следующими разделами спецификации после документации являются:

- сборочные единицы;
- детали;
- стандартные изделия;
- материалы.

Наименование каждого раздела записывают в виде заголовка в графе «Наименование» и подчеркивают.

Расчетно-пояснительная записка курсовой работы должна содержать:

- титульный лист;
- задание на проектирование;
- содержание;
- введение;
- расчетную часть;
- библиографический список.

Титульный лист и содержание выполняют в соответствии с требованиями приложений 2 и 3 СТП УПИ I–96.

Во ведении приводят обоснование принятых схем металлической конструкции моста, ее материалов и схем механизмов передвижения крана, а также описывают разработанные металлические конструкции.

В расчетной части курсовой работы должны быть следующие разделы:

- исходные данные;
- выбор материала конструкции;
- определение расчетных нагрузок;
- определение изгибающего момента в балке моста от вертикальных нагрузок;
- определение размеров поперечного сечения пролетной балки из условия обеспечения прочности;
- проверка размеров поперечного сечения пролетной балки из условия обеспечения статической жесткости;

- расчет геометрических характеристик принятого сечения;
- расчет надбуксовой части концевой балки (для четырехколесных кранов);
- компонование моста и механизма передвижения крана;
- размещение ребер жесткости (диафрагм);
- строительный подъем пролетных балок;
- проверочные прочностные расчеты по указанию преподавателя.

Все расчеты должны иллюстрироваться расчетными схемами. Оформление расчетов производится по правилам СТП УПИ I–96, в частности символы и числовые коэффициенты, входящие в формулы, расшифровываются слева направо непосредственно под формулой. Пояснения каждого символа пишутся с новой строки и после запятой указывается размерность; разделяются пояснения точкой с запятой. Первая строка начинается со слова «где» без двоеточия после него. После формулы, записанной в общем виде, в нее подставляются числовые значения входящих параметров и приводятся результаты вычисления с указанием размерности полученной величины.

В тексте должны приводиться ссылки на используемую литературу.

П2. Организация выполнения курсовой работы

П2.1. Требования по объему и оформлению

Курсовое проектирование металлических конструкций на основании ранее выполнявшихся студентом графических и расчетных работ по черчению, начертательной геометрии, теории механизмов и машин, деталям машин, ГПМ призвано выработать навыки проектирования машины в целом и тем самым закончить общеинженерную подготовку будущего специалиста.

Практическая самостоятельная работа студента над темой курсовой работы будет эффективной только в том случае, если обучающийся твердо усвоит основные теоретические положения лекционного материала, успешно выполнит расчетный и лабораторный практикумы. Курсовое проектирование способствует практическому закреплению ранее приобретенных знаний и навыков.

Характер работы в процессе курсового проектирования позволяет решать задачи студенческой научно-исследовательской работы. Хо-

рошо подготовленные студенты могут выполнять реальные проекты, выдвигаемые производством.

Исходными данными для проектирования являются грузоподъемность, пролет моста, скорость подъема груза, скорость движения крана, группа режима работы крана по ИСО 4301/1, условия эксплуатации (работа на открытом воздухе или в отапливаемом помещении).

Кроме этих данных необходимо иметь:

- величину собственного веса моста;
- параметры грузовой тележки: собственный вес, число колес, размеры колеи и базы, распределение нагрузок на колеса;
- параметры привода механизма передвижения крана: число колес, их размеры, способ установки; типы, габариты и массы двигателей, редукторов, тормозов.

Тип, размеры и масса кабины машиниста, место ее установки принимаются по литературным источникам [2].

П2.2. Компоновочная схема

При выполнении компоновки должны быть решены следующие задачи:

- определение общих параметров моста;
- размещение элементов привода механизма движения крана на галерее;
- назначение основных размеров узла.

При определении общих параметров моста заданными величинами являются пролет крана, база и колея тележки, определяющие положение пролетных балок и, следовательно, положение вертикальной стенки балки. Размеры концевой балки — ее ширина и высота — определяются конструкцией ходовой части, т. е. размерами колесных установок или балансиров. Длина концевой балки назначается из условия, что база крана составит не менее $1/6$ пролета, при этом должна обеспечиваться возможность размещения на галерее элементов привода механизма передвижения. Компоновка привода должна выполняться и в плане, и по высоте.

При компоновке узла в плане определяется положение элементов привода относительно концевой балки и относительно вертикальной стенки пролетной балки. При компоновке узла в вертикальных плоскостях нижняя точка приварки консолей галереи должна располагаться на расстоянии не менее 50 мм от шва соединения стенки и ниж-

него пояса. Расположение настила должно обеспечивать нормальные и безопасные условия для обслуживания привода.

У кранов большой грузоподъемности зачастую приходится устанавливать две галереи: на нижней располагается привод механизма передвижения и электрооборудование, а верхняя выполняется на уровне верхнего пояса пролетной балки и используется для обслуживания тележки. В соответствии с требованиями [4], высота свободного прохода по нижней галерее должна быть не менее 1800 мм.

При выполнении компоновки с учетом перечисленных требований может возникнуть необходимость в корректировании ранее принятых размеров, в частности высоты пролетных балок и конструктивного исполнения узла стыковки балок.

Схема компоновки выполняется в трех проекциях и обязательно с соблюдением масштаба. Допускается упрощенное изображение элементов. На схеме проставляются габаритные и установочные размеры, при необходимости и присоединительные размеры.

При выполнении общей компоновки моста должна учитываться возможность перевозки конструкции. Габариты груза (транспортных единиц моста) для перевозки по железной дороге показаны на рис. 8.3 и 8.4.

Расположение монтажных стыков зависит от условий перевозки и способа монтажа.

У четырехколесных кранов грузоподъемностью 5...50 т монтажные стыки (один или два) предусматриваются обычно на концевых балках. Монтаж производится с помощью накладок либо сваркой, либо на болтах.

Допустимая длина габаритных грузов для погрузки на типовые тяговые железнодорожные платформы приведена ниже. При этом базой платформы считается расстояние между осями колесных пар, а при сцепках из двух платформ груз опирается в центре каждой из них.

База платформы l , мм.....	9720	9294
Наибольшее расстояние от середины платформы до конца груза l_r , м	9,10	8,95
Сцепы, мм	9720	9294
База сцепы из двух платформ $l_{сц}$, мм	14620	14194
Наибольшее расстояние от середины сцепы до конца груза l_r , м	12,74	12,00

Общая компоновочная схема выполняется как самостоятельный элемент проектной работы и оформляется на отдельном формате А3.

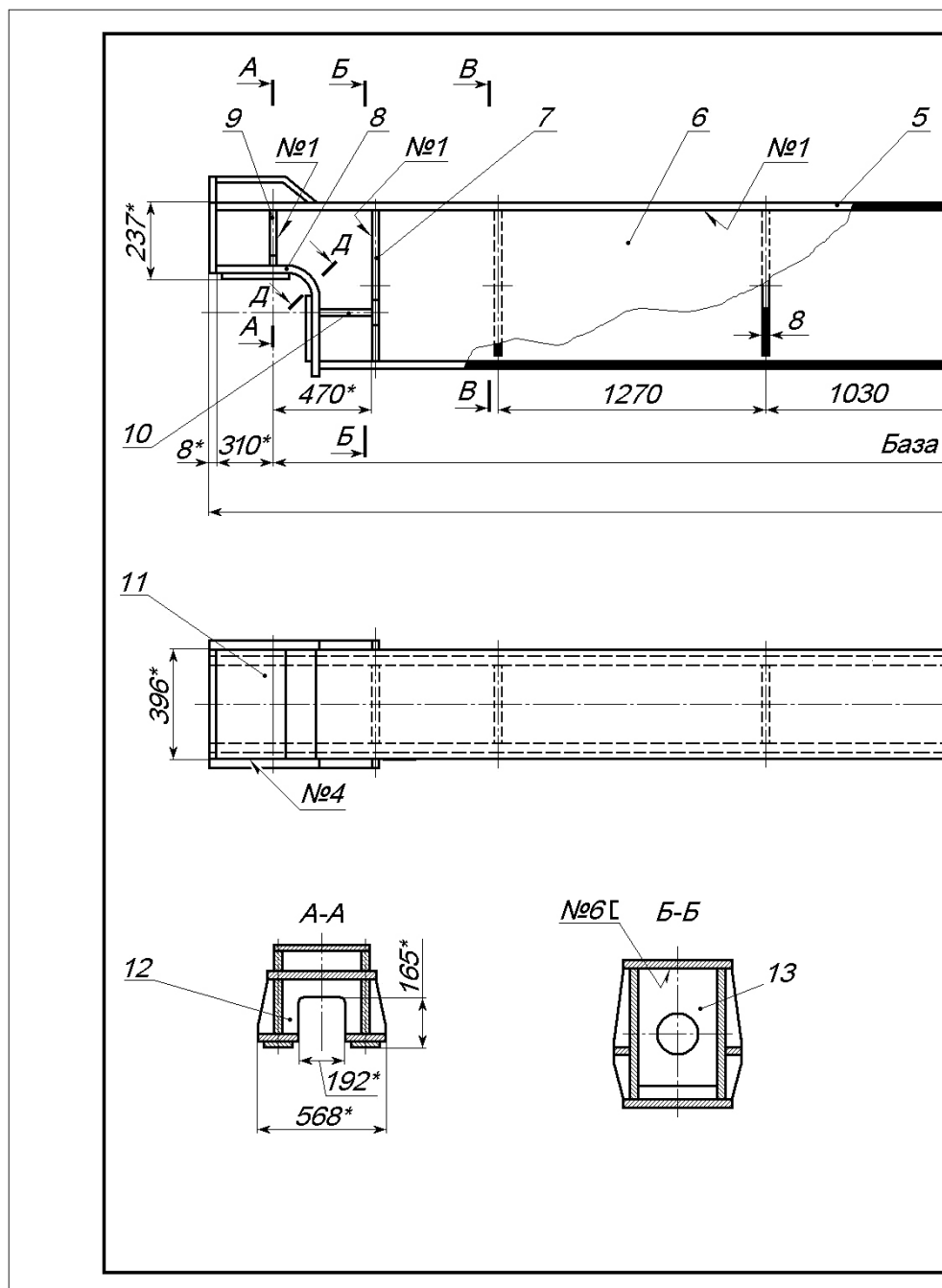
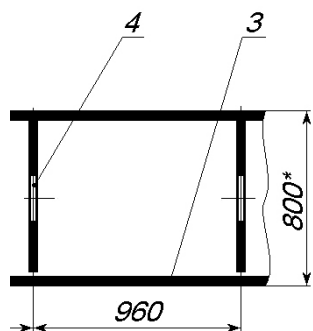


Рис. П2.1. Концевая



крана 5600

6236

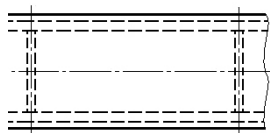
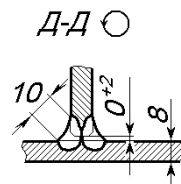
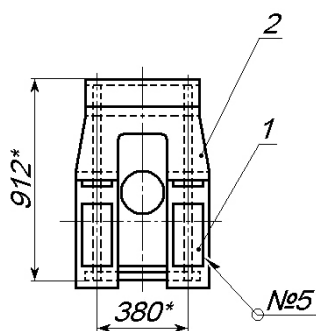
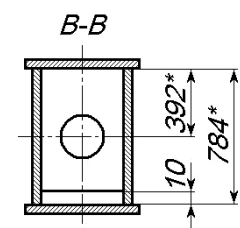


Таблица сварных швов



Технические требования

Основная надпись

балка

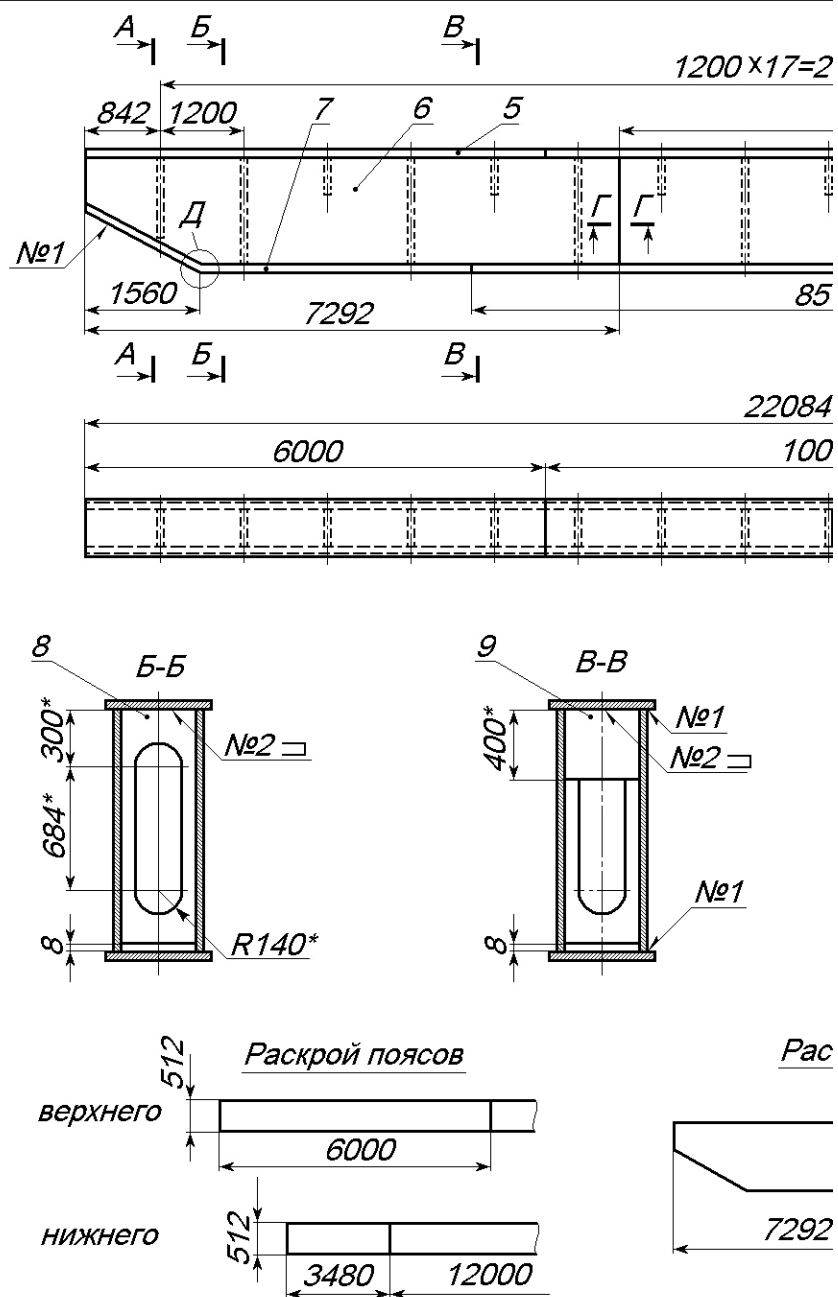
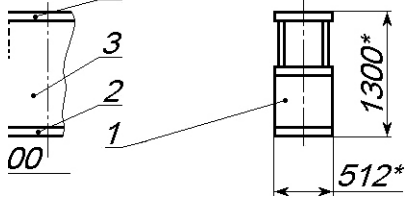


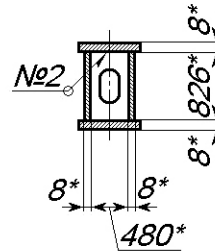
Рис. П2.1. Пролетная

0400

7500



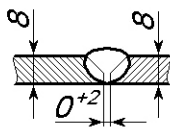
A-A



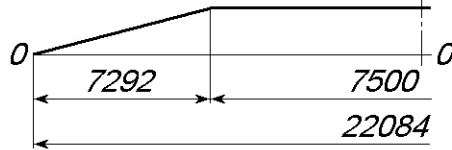
84



Г-Г



Строительный подъем балки
(при ее положении на боку)



Д

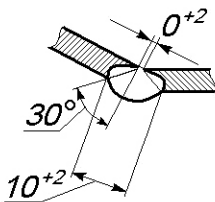
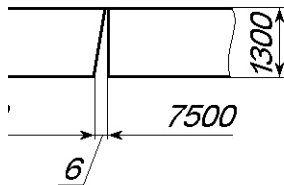


Таблица сварных швов

кромки стенки



Основная надпись

балка

Оглавление

ВВЕДЕНИЕ	3
1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА	4
1.1. Расчетные ситуации	4
1.2. Расчетные нагрузки	5
1.3. Комбинации нагрузок	6
1.4. Методы расчета	7
2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ СТАЛЬНЫХ НЕСУЩИХ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ	11
2.1. Общие требования к материалам	11
2.2. Химический состав сталей	12
2.3. Стандартные механические характеристики сталей для несущих металлических конструкций	15
2.4. Методы определения механических характеристик	16
2.5. Работа сталей при отрицательной температуре	18
2.6. Механическое старение материала	20
2.7. Работа сталей и конструкций при действии переменных напряжений. Усталостная прочность	20
2.8. Стали углеродистые обыкновенного качества	32
2.9. Стали конструкционные повышенной прочности	33
2.10. Стали для строительных конструкций	34
2.11. Виды проката	35
3. СОЕДИНЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ	40
3.1. Классификация соединений	40
3.2. Сварные соединения	41

3.3. Срезные, фрикционные, фрикционно-срезные соединения на заклепках и болтах	55
3.4. Фланцевые соединения	64
3.5. Шарнирные соединения	67
3.6. Замена вида соединений	70
4. НАГРУЗКИ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ МОСТОВЫХ КРАНОВ	71
4.1. Нормативные и расчетные нагрузки	71
4.2. Комбинации нагрузок	71
4.3. Вертикальные нагрузки	73
4.4. Горизонтальные нагрузки	81
5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПРОЛЕТНЫХ БАЛОК С РЕЛЬСОМ ПО ОСИ ПОЯСА	86
5.1. Общий порядок расчета и конструирования	86
5.2. Расчет размеров поперечного сечения из условия обеспечения прочности	87
5.3. Геометрические характеристики сечения	92
5.4. Проверка прочности при изгибе в двух плоскостях	93
5.5. Проверка жесткости балки в вертикальной плоскости	93
5.6. Размещение ребер жесткости	95
6. ПРОЛЕТНЫЕ БАЛКИ С РЕЛЬСОМ НАД СТЕНКОЙ	110
6.1. Общие положения	110
6.2. Расчет размеров поперечного сечения	111
6.3. Нагрузки от эксцентриситета	113
6.4. Прочность и устойчивость стенок	115
6.5. Расчет основной поперечной диафрагмы — рамы	118
6.6. Продольные ребра жесткости	119
7. КОНЦЕВЫЕ БАЛКИ ЧЕТЫРЕХКОЛЕСНЫХ КРАНОВ	120
7.1. Конструктивные исполнения	120
7.2. Расчет надбуксовой части концевой балки	122
8. Компонентные схемы металлоконструкций мостов	128
8.1. Общие принципы компоновки	128
8.2. Краны грузоподъемностью 80...320 т	134

9. ПРИМЕР РАСЧЕТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ	139
9.1. Исходные данные	139
9.2. Выбор материала конструкции	140
9.3. Расчетные нагрузки	140
9.4. Наибольший изгибающий момент от вертикальных нагрузок	142
9.5. Определение оптимальных размеров поперечного сечения пролетной балки	143
9.6. Компонировочная схема моста	148
9.7. Размещение ребер жесткости	151
9.8. Строительный подъем пролетных балок	155
9.9. Прочность пролетной балки при ее общем изгибе в двух плоскостях	156
9.10. Сварной шов, соединяющий накладку с концевой балкой	158
9.11. Сварной шов, соединяющий пояс со стенкой	159
9.12. Расчет на выносливость пролетной балки по опасному сечению	160
СПИСОК БИБЛИОГРАФИЧЕСКИХ ССЫЛОК	162
ПРИЛОЖЕНИЯ	164
П1. Выполнение курсовой работы	164
П2. Организация выполнения курсовой работы	173

Учебное издание

Жегульский Владимир Павлович
Миронов Владимир Иванович
Лукашук Ольга Анатольевна

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ
КРАНОВЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ
КОНСТРУКЦИЙ**

Редактор *А. А. Трофимова*
Верстка *Е. В. Ровнушкиной*

Подписано в печать 18.11.2019. Формат 70×100 1/16.
Бумага писчая. Цифровая печать. Усл. печ. л. 14,8.
Уч.-изд. л. 9,2. Тираж 40 экз. Заказ 324.

Издательство Уральского университета
Редакционно-издательский отдел ИПЦ УрФУ
620049, Екатеринбург, ул. С. Ковалевской, 5
Тел.: 8 (343) 375-48-25, 375-46-85, 374-19-41
E-mail: rio@urfu.ru

Отпечатано в Издательско-полиграфическом центре УрФУ
620083, Екатеринбург, ул. Тургенева, 4
Тел.: 8 (343) 358-93-06, 350-58-20, 350-90-13
Факс: 8 (343) 358-93-06
<http://print.urfu.ru>

